



**André Miguel Andrade Trepado**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

# **Modelação do escoamento em pavimentos rodoviários**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Construção

Orientador: Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo  
Co-orientador: Doutor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra  
Arguente: Doutor João Fernandes  
Vogal: Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo  
Vogal: Doutor Mário Jorge Rodrigues Pereira da Franca



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Julho de 2013**



“Copyright” André Miguel Andrade Trepado, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Concluída esta grande etapa da minha vida académica é com agrado que expresso a minha gratidão às pessoas que sempre me apoiaram e ajudaram.

Agradeço aos professores Rui Micaelo e Mário Franca por todo o apoio e orientação na execução da dissertação.

Um especial agradecimento à Eng<sup>a</sup> Cidalisa Patrício pelo auxílio na investigação bibliográfica e na revisão da tese.

Obrigado a todos os que participaram activamente no meu percurso académico e motivaram o êxito da conclusão do meu curso.

Agradeço ao Carlos Mata pelo apoio na utilização do *MATLAB*, ao Guilherme Martins pela ajuda na execução da apresentação escrita da dissertação e ao João Agostinho pela correcção do inglês.

À Catarina, obrigado por todo o apoio e motivação.

Um carinhoso e sentido obrigado à minha família.



# Resumo

A segurança rodoviária é uma preocupação constante das entidades de administração rodoviária pelo impacto social e económico que tem na sociedade. A presença de água no pavimento é um factor importante na sinistralidade rodoviária, quer pela redução da aderência pneu-pavimento quer pela possibilidade de ocorrência de hidroplanagem. Para a definição da possibilidade de ocorrência de hidroplanagem é fundamental o conhecimento do escoamento superficial sobre o pavimento.

Existem vários métodos de determinação da espessura da lâmina de água, contudo os resultados variam bastante entre as várias metodologias apresentados pelos respectivos autores.

Pretende-se neste trabalho complementar a ferramenta de análise da possibilidade de ocorrência de hidroplanagem desenvolvida na dissertação de mestrado de André Soares com uma análise hidráulica do escoamento superficial. O objectivo principal é modelar o escoamento numericamente, aplicando o método das diferenças finitas às equações de Saint-Venant escritas a uma dimensão, e testar diversas leis de resistência. Na modelação considera-se que a precipitação tem uma duração bastante superior ao tempo de concentração da bacia em estudo.

As leis de resistência analisadas neste documento são: a lei de Hagen-Poiseuille, considerando o escoamento laminar, e as leis de Colebrook-White e Manning-Strickler para escoamento turbulento. A adequabilidade de cada lei será analisada e por fim comparar-se-ão os resultados obtidos das diferentes leis de resistência.

Concluiu-se que da utilização de leis de resistência com formulação teórica, Hagen-Poiseuille e Colebrook-White, resultam valores de espessuras de lâmina de água bastante inferiores comparativamente com a lei de resistência empírica de Manning-Strickler. Verificou-se também que os resultados da aplicação da lei de Manning-Strickler são iguais aos valores obtidos pelo método de Anderson.

O resultado final deste estudo é um modelo numérico pronto a ser testado e validado com dados para posterior aplicação.

## Palavras chave:

Hidroplanagem; Modelação do escoamento; Leis de resistência; Método das diferenças finitas; Escoamento laminar; Escoamento turbulento.





# Abstract

Road safety is a main concern of entities related to road administration due to the social and economy impact on the society. The presence of a water film above the pavement is adverse to road safety since it reduces the skid resistance and enhances the probability of occurring hydroplaning. To define the possibility of hydroplaning it is essential to know the superficial flow over the pavement.

There are several methods to determine the water film thickness however the results are not similar considering different methods presented by several authors.

With the present work, an upgrade of the hydroplaning analysis tool developed by André Soares in his MSc. thesis is intended by introducing a hydraulic analysis of the water flow due to precipitation. The main objective of this dissertation is to model numerically the 1D Saint-Venant equations with finite differences method and apply different resistance laws to the flow. The duration of the precipitation is considered much larger than the time of concentration of the watershed in study.

The resistance laws analyzed in this document are: Hagen-Poiseuille law for the laminar flow, and Colebrook-White and Manning-Strickler laws for turbulent flow. The suitability of each law is verified and, the results of the different resistance laws are compared.

Theoretical results given by Hagen-Poiseuille and Colebrook-White laws presents significant lower values for the water film thickness than the Manning-Strickler law. Results given by Manning-Strickler law are similar to the results given by Anderson method.

The final result of this study it is a numerical method ready to be tested and validated with data for future application.

## Keywords:

Hydroplaning; Flow modeling; Resistance laws; Finite difference method; Laminar flow; Turbulent flow.



# Índice

<b>Resumo</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>vii</b>
<b>Lista de siglas e símbolos</b>	<b>xi</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento do tema . . . . .	1
1.2 Objectivos . . . . .	1
1.3 Metodologia . . . . .	2
1.4 Estrutura do documento . . . . .	2
<b>2 Revisão bibliográfica</b>	<b>5</b>
2.1 Considerações gerais . . . . .	5
2.2 Hidroplanagem . . . . .	5
2.2.1 Definição de hidroplanagem . . . . .	5
2.2.2 Tipos de hidroplanagem . . . . .	7
2.2.3 Aspectos relacionados com hidroplanagem . . . . .	7
2.3 Metodologias tradicionais de cálculo de espessura de água . . . . .	10
2.3.1 Considerações gerais . . . . .	10
2.3.2 Road Research Laboratory method (1968) . . . . .	10
2.3.3 Método de Gallaway (1979) . . . . .	11
2.3.4 Método de Anderson (1998) . . . . .	12
<b>3 Modelo de análise do escoamento</b>	<b>15</b>
3.1 Introdução . . . . .	15
3.2 Modelo Geométrico do Pavimento, MGP . . . . .	16
3.2.1 Considerações gerais . . . . .	16
3.2.2 Modelação da linha de água . . . . .	17
3.2.3 Dados de entrada . . . . .	18
3.2.4 Dados de saída . . . . .	18
3.3 Modelo Hidráulico do Escoamento, MHE . . . . .	19
3.3.1 Considerações gerais . . . . .	19
3.3.2 Caracterização dos resultados do MGP . . . . .	20
3.3.3 Caudais de cálculo . . . . .	20

3.3.4	Curva de regolfo . . . . .	21
3.3.5	Método das diferenças finitas . . . . .	23
3.3.6	Discretização espacial . . . . .	23
3.3.7	Definição da distribuição de caudal . . . . .	24
3.3.8	Condições de fronteira . . . . .	24
3.3.9	Procedimento de cálculo . . . . .	25
3.3.10	Parâmetros hidráulicos . . . . .	27
3.3.11	Escoamento laminar e turbulento . . . . .	30
3.3.12	Leis de resistência . . . . .	30
3.3.13	Dados de entrada . . . . .	34
3.3.14	Dados de saída . . . . .	35
<b>4</b>	<b>Caso de estudo</b>	<b>37</b>
4.1	Considerações gerais . . . . .	37
4.2	Análise individual das leis de resistência . . . . .	38
4.2.1	Hagen-Poiseuille . . . . .	40
4.2.2	Colebrook-White . . . . .	43
4.2.3	Manning-Strickler . . . . .	50
4.3	Análise comparativa das leis de resistência . . . . .	55
4.4	Influência do número de Reynolds nas alturas de água . . . . .	56
4.5	Análise comparativa dos vários tipos de pavimento . . . . .	59
4.6	Influência da macrorugosidade nas alturas de água . . . . .	63
4.7	Caracterização final da espessura da lâmina de água . . . . .	64
<b>5</b>	<b>Considerações finais</b>	<b>67</b>
5.1	Conclusões . . . . .	67
5.2	Propostas de trabalhos futuros . . . . .	68
	<b>Bibliografia referenciada</b>	<b>69</b>
	<b>Bibliografia consultada</b>	<b>71</b>
	<b>Apêndices</b>	<b>73</b>
<b>A</b>	<b>Análise inicial do escoamento</b>	<b>75</b>
A.1	Alinhamento recto nº1 - AR1 . . . . .	75
A.2	Zona de disfarce de sobrelevação nº3 - ZSe3 . . . . .	80
<b>B</b>	<b>Análise final do escoamento - AR1</b>	<b>85</b>
B.1	Pavimento de betão betuminoso drenante - BBd . . . . .	85
B.2	Pavimento de betão betuminoso - BB . . . . .	90
B.3	Pavimento de cimento - BC . . . . .	94
<b>C</b>	<b>Algoritmo de cálculo hidráulico</b>	<b>99</b>
C.1	Dados de entrada . . . . .	99
C.2	Alinhamentos rectos e curvas circulares - Cálculo geral . . . . .	103
C.3	Alinhamentos rectos e curvas circulares - Hagen-Poiseuille . . . . .	107

# Índice de figuras

1.1	Fluxograma da estrutura da dissertação . . . . .	3
2.1	Variação do coeficiente de atrito [2] . . . . .	6
2.2	Comportamento do atrito em função da velocidade em pavimento molhado [2] . . . . .	6
2.3	Microtextura e macrotextura de um agregado do pavimento (adaptado de [7]) . . . . .	8
2.4	Ensaio da mancha de areia (adaptado de [8]) . . . . .	9
2.5	Definição de espessura de lâmina de água (adaptado de [9]) . . . . .	10
3.1	Metodologia de trabalho . . . . .	16
3.2	Exemplo de zona de disfarce de sobreelevação (adaptado de [15]) . . . . .	17
3.3	Fluxograma do programa realizado por Soares [2] . . . . .	18
3.4	Diferentes fases de um pavimento durante uma chuvada [16] . . . . .	20
3.5	Definição dos caudais de cálculo e da geometria da área de influência para cada linha de água . . . . .	21
3.6	Exemplo do cálculo da curva de regolfo em regime lento . . . . .	25
3.7	Modelação do regime rápido . . . . .	26
3.8	Fluxograma do cálculo hidráulico generalizado . . . . .	27
3.9	Corte transversal do escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários para a área de influência de uma linha de água . . . . .	28
3.10	Resultados da resistência ao escoamento de superfícies rugosas [19] . . . . .	32
3.11	Linha de tendência calculada de acordo com os valores de Woo [19] . . . . .	32
4.1	Trajectórias de escoamento do troço AR1 (adaptado de [2]) . . . . .	39
4.2	Trajectórias de escoamento do troço ZSe3 (adaptado de [2]) . . . . .	39
4.3	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - AR1 . . . . .	40
4.4	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com D=1000 - AR1 . . . . .	41
4.5	Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com D=1000 - AR1 . . . . .	42
4.6	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - 115/ZSe3 . . . . .	43
4.7	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - 77/ZSe3 . . . . .	43
4.8	Primeira abordagem ao cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White . . . . .	44
4.9	Segunda abordagem ao cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White . . . . .	45

4.10	Aplicação da segunda metodologia da lei de Colebrook-White para o cálculo de alturas de água com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h . . . . .	45
4.11	- Abordagem definitiva de cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White	46
4.12	Aplicação da metodologia definitiva de cálculo hidráulico com a lei resistência de Colebrook-White . . . . .	46
4.13	Altura de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h e $D=1000$ - AR1 . . . . .	47
4.14	Altura de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 20 e 40 mm/h e $D=1000$ - AR1 . . . . .	48
4.15	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com $D=100$ - AR1 . . . . .	48
4.16	- Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com $D=100$ - AR1 . . . . .	49
4.17	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com $D=200$ - 115/ZSe3 . . . . .	49
4.18	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com $D=500$ - 77/ZSe3 . . . . .	50
4.19	Altura de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h . . . . .	51
4.20	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com $D=10000$ - AR1 . . . . .	51
4.21	Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com $D=10000$ - AR1 . . . . .	52
4.22	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com $D=10000$ - 77/Zse3 . . . . .	53
4.23	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 20 mm/h com $D=10000$ - 115/Zse3 . . . . .	53
4.24	Análise da aplicação de lei de Manning-Strickler com várias discretizações para a linha 77 do caso ZSe3 . . . . .	54
4.25	Análise da aplicação de lei de Manning-Strickler com várias discretizações para a linha 115 do caso ZSe3 . . . . .	55
4.26	Corte longitudinal do escoamento com detalhe da macrorugosidade . . . . .	55
4.27	Análise comparativa das alturas de água entre leis de resistência . . . . .	56
4.28	Factores de resistência da aplicação da lei de Hagen-Poiseuille para diferentes formulações do número de Reynolds . . . . .	57
4.29	Alturas de água da aplicação da lei de Hagen-Poiseuille para diferentes formulações do número de Reynolds . . . . .	58
4.30	Factores de resistência da aplicação da lei de Colebrook-White para diferentes formulações do número de Reynolds . . . . .	58
4.31	Alturas de água da aplicação da lei de Colebrook-White para diferentes formulações do número de Reynolds . . . . .	59
4.32	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler a diferentes tipos de pavimento com altura de areia de 1,2 mm com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h . . . . .	60
4.33	Coefficientes de rugosidades da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler a diferentes tipos de pavimento com altura de areia de 1,2 mm . . . . .	61

4.34	Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia . . . . .	62
4.35	Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia . . . . .	62
4.36	Velocidades de escoamento da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia . . . . .	63
4.37	Espessuras de lâminas de água com a aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia . . . . .	64
4.38	Espessuras de lâmina de água finais para BBd com intensidade de precipitação efectiva de 40mm/h . . . . .	65
4.39	Espessuras de lâmina de água finais para BB com intensidade de precipitação efectiva de 45mm/h . . . . .	65
4.40	Espessuras de lâmina de água finais para BC com intensidade de precipitação efectiva de 45mm/h . . . . .	66





# Lista de siglas e símbolos

## Siglas

AR	Alinhamento recto
BB	Betão betuminoso
BBd	Betão betuminoso drenante
BC	Betão de cimento
CC	Curva circular
MGP	Modelo geométrico do pavimento
MHE	Modelo hidráulico do escoamento
ZSe	Zona de disfarce de sobreelevação

## Símbolos

$Aa$	Altura de areia ou profundidade média das asperezas
$A_p$	Área de influência da precipitação
$C$	Coefficiente de forma
$D$	Intervalos de discretização
$D_h$	Diâmetro hidráulico
$E$	Energia total de escoamento
$F$	Taxa de infiltração
$Fr$	Número de Froude
$H$	Energia específica de escoamento
$I$	Inclinação de fundo ou inclinação da linha de água
$K$	Quociente entre a rugosidade equivalente e o diâmetro hidráulico
$K_s$	Coefficiente de rugosidade
$L$	Comprimento da linha de água

$L_f$	Comprimento total da linha de água
$P$	Perímetro molhado
$Q$	Caudal de escoamento
$Q_f$	Caudal final da linha de água
$R$	Raio da mancha de areia
$Re$	Número de Reynolds
$R_h$	Raio hidráulico
$S$	Secção de escoamento
$S_c$	Inclinação transversal do pavimento
$S_l$	Inclinação longitudinal do pavimento
$V$	Velocidade de escoamento
$V_{areia}$	Volume de areia
$b$	Largura de pavimento que contribui para o escoamento
$e$	Espessura da lâmina de água
$f$	Factor de resistência
$g$	Aceleração gravítica
$h$	Altura de escoamento
$i$	perda de carga unitária
$i_p$	Intensidade de precipitação
$i_{pe}$	Intensidade de precipitação efectiva
$k$	Rugosidade equivalente
$n$	Coefficiente de Rugosidade
$p$	Pressão
$q$	Caudal por unidade de largura
$v$	Velocidade de escoamento por unidade de largura
$z$	Altura geométrica
$\Delta E$	Perda de carga
$\Delta s$	Distância entre pontos discretizados
$\alpha$	Coefficiente de Coriolis

$\gamma$	Peso volúmico
$\mu$	Coeficiente de viscosidade dinâmica
$\nu$	Coeficiente de viscosidade cinemática
$\rho$	Massa volúmica



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento do tema

A segurança rodoviária é um tema com bastante importância no quotidiano das pessoas, sendo a sinistralidade rodoviária uma das principais causas de morte em Portugal. Tem-se assistido a uma crescente preocupação por parte das entidades responsáveis com a redução do número de mortos nas estradas procurando sensibilizar-se os condutores para esta problemática, por exemplo, com o recurso aos meios de comunicação e eliminação de pontos negros das vias [1]. São diversos os factores que contribuem para a segurança rodoviária, tais como as características da estrada, o comportamento dos condutores, as características dos veículos e outros.

Estes factores associados a condições meteorológicas adversas aumentam significativamente a sinistralidade. A ocorrência de chuvadas fortes proporciona deficientes condições para a condução diminuindo a visibilidade e aumentando o risco de hidroplanagem.

A hidroplanagem ocorre quando o veículo perde, por completo ou parcialmente, o contacto do pneu com o pavimento devido à existência de uma lâmina de água entre ambos. A perda de contacto é causada pela dificuldade que o pneu tem em expulsar a água presente entre o pneu e o pavimento e pode ser consequência das velocidades praticadas, das características do pavimento associadas às características geométricas da estrada e do estado dos pneus.

Actualmente os projectos de vias de comunicação são realizados atendendo a um conjunto de regras e normas. O dimensionamento do traçado tem em consideração a necessidade de escoar a água proveniente da precipitação que possa vir a ocorrer. Esta preocupação é essencial para a segurança rodoviária, pois obriga a drenagem do escoamento com origem pluvial limitando assim, em casos de chuvadas fortes, a lâmina de água no pavimento.

O escoamento nas estradas é um assunto estudado por muitos autores mas é um tema que ainda tem muitos aspectos por investigar. Saber caracterizar a altura da lâmina de água nos pavimentos rodoviários auxilia a tomada de decisões em sede de projecto.

### 1.2 Objectivos

Com o presente trabalho procura analisar-se o comportamento hidráulico do escoamento em pavimentos rodoviários. Assim, procura-se desenvolver um modelo de cálculo que represente da melhor forma o

escoamento em questão.

Pretende-se complementar o programa realizado por Soares [2] dando continuidade ao seu trabalho no qual se define as trajectórias do escoamento em pavimentos rodoviários, introduzindo o cálculo hidráulico com especial análise da aplicação de várias leis de resistência ao escoamento. As leis que são analisadas são a lei de resistência de Manning-Strickler, a de Colebrook-White e a de Hagen-Poiseuille [3].

O programa que será desenvolvido tem pois como objectivo servir de apoio à análise funcional dos projectos de vias de comunicação. A existência de uma ferramenta de dimensionamento hidráulico pode facilitar a compreensão e a previsão do comportamento das estradas quando confrontadas com precipitações intensas.

### 1.3 Metodologia

Na primeira etapa do trabalho faz-se uma revisão bibliográfica com o objectivo de perceber o que já se encontra estudado sobre o escoamento sobre pavimentos rodoviários e sobre a hidroplanagem.

Posteriormente é feita a análise do programa realizado por Soares [2] que consiste na definição da trajectória do escoamento ao longo das estradas. É este o programa que se complementa no presente estudo, implementando-se a análise hidráulica no programa. Após o estudo do trabalho realizado por Soares [2] desenvolve-se um modelo do escoamento proveniente da precipitação sobre pavimentos rodoviários em suporte informático, implementando-se um algoritmo de cálculo das equações de Saint-Venant (1D) com recurso ao método das diferenças finitas. Procurar-se-ão as bases teóricas de hidráulica que se possam adaptar ao caso de estudo e serão aplicadas várias leis de resistência ao escoamento.

Com o algoritmo desenvolvido aplica-se este a um caso real, o mesmo analisado por Soares [2], e analisam-se os resultados obtidos. Na análise do caso real pretende-se verificar a adequabilidade das diferentes leis de resistência.

### 1.4 Estrutura do documento

A dissertação está dividida em cinco capítulos de acordo com a Figura 1.1 sendo o primeiro o presente capítulo, a Introdução.

O segundo capítulo aborda a revisão bibliográfica realizada no âmbito da hidroplanagem e das metodologias tradicionais de determinação de espessuras de água do escoamento sobre pavimentos rodoviários.

No terceiro capítulo é resumido o modelo realizado para a análise de ocorrência de hidroplanagem [2], modelo geométrico do pavimento, que servirá de base para a análise hidráulica do escoamento. Será também desenvolvido o programa realizado no âmbito do tema desta dissertação, modelo hidráulico do escoamento. Neste tópico será apresentada a investigação bibliográfica realizada para o desenvolvimento da análise hidráulica e será referido o método numérico, o método das diferenças finitas, utilizado para a determinação das espessuras de água no pavimento.

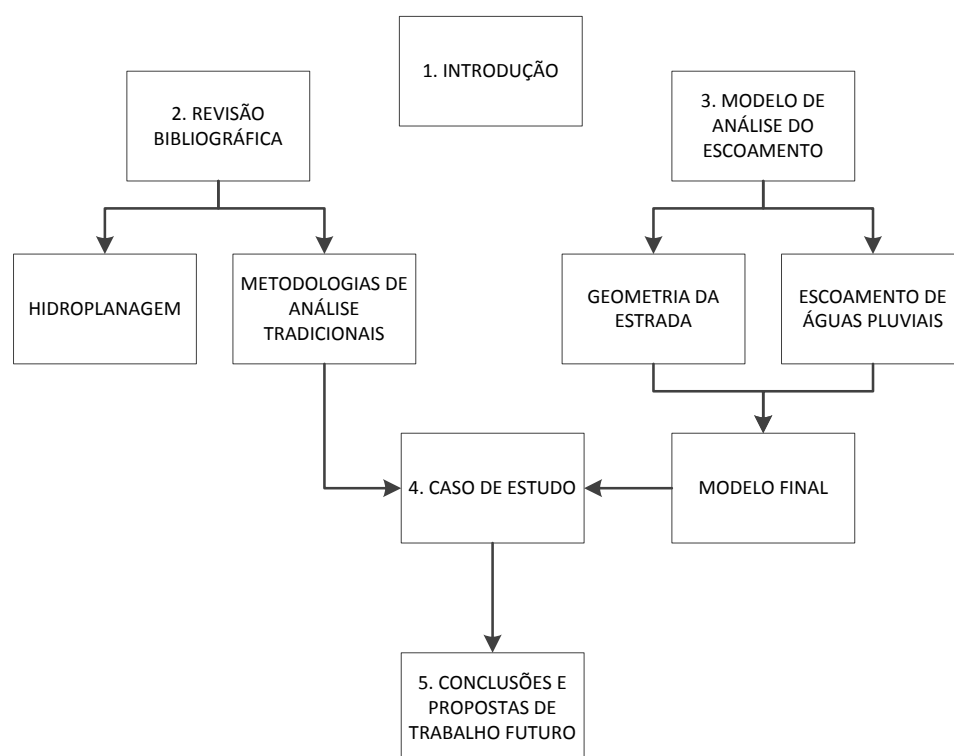


Figura 1.1: Fluxograma da estrutura da dissertação

O quarto capítulo é a aplicação do modelo geométrico e do modelo hidráulico a um caso real. Todos os pormenores referentes às leis de resistência utilizadas serão referidos com algum detalhe para melhor compreensão de toda a modelação realizada. Análises comparativas realizar-se-ão neste capítulo assim como se verificará a adequabilidade das leis de resistência utilizadas ao tipo de escoamento em estudo.

No último capítulo serão identificadas as conclusões retiradas da aplicação do modelo hidráulico a um caso real destacando a aplicação de diversas leis de resistência ao escoamento a diferentes casos, com diferentes tipos de pavimento e diferentes intensidades de precipitação. Por fim são enumeradas propostas para estudo futuro.





## Capítulo 2

# Revisão bibliográfica

### 2.1 Considerações gerais

A revisão bibliográfica apresentada engloba o conceito de hidroplanagem e as metodologias tradicionais de cálculo de espessuras de água em pavimentos rodoviários. Uma vez que a hidroplanagem é o fenómeno que se pretende minimizar e prever será explicado sumariamente o seu conceito e os parâmetros que influenciam directamente a sua ocorrência. Serão também revistos os métodos mais utilizados no cálculo de espessuras de lâmina de água em pavimentos. Note-se que a revisão bibliográfica sobre o fenómeno da hidroplanagem não é exaustiva uma vez que o objectivo da dissertação é o cálculo hidráulico do escoamento.

### 2.2 Hidroplanagem

#### 2.2.1 Definição de hidroplanagem

Comummente referido como hidroplanagem na literatura americana, *hydroplaning*, ou aquaplanagem na literatura inglesa, *aquaplaning*, o fenómeno é visto com alguma preocupação devido à pouca investigação e conhecimento sobre o assunto. No entanto, há já autores que trataram o fenómeno com abordagens distintas como se poderá verificar no presente capítulo.

A hidroplanagem ou aquaplanagem ocorre quando o pneu do veículo perde o contacto com o pavimento, parcial ou totalmente, ficando separados por uma lâmina de água. Durante precipitações de grande intensidade as águas pluviais ao escoarem criam uma lâmina de água no pavimento. Nestas condições o atrito entre o pneu e o pavimento é significativamente menor comparativamente ao atrito verificado em pavimento seco.

Na Figura 2.1 pode-se observar o resultado de um estudo em que apresenta a influência da presença de água no pavimento sobre o coeficiente de atrito [4].

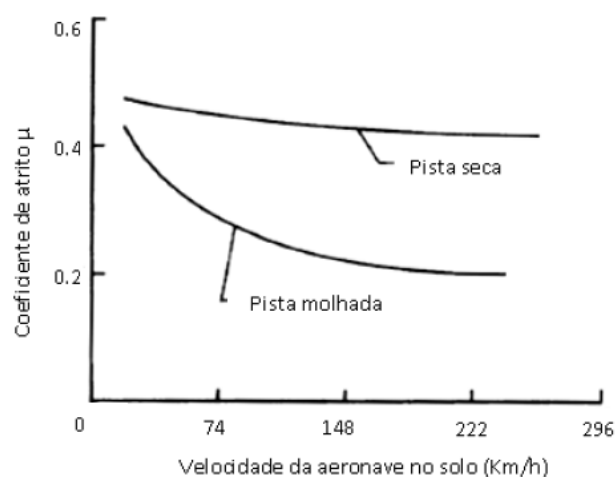


Figura 2.1: Variação do coeficiente de atrito [2]

A incapacidade do pneu expulsar a água do pavimento reduz substancialmente a aderência pneu-pavimento. A velocidade tem bastante influência na diminuição do coeficiente de atrito, pois com o aumento da velocidade o tempo de contacto entre o pneu e o pavimento diminui, diminuindo também a capacidade de expulsão da água.

Comfort [5] complementou a análise realizada por Horne [4] e concluiu que o coeficiente de atrito pneu-pavimento altera profundamente com o aumento da velocidade e com a presença de água no pavimento (Figura 2.2).

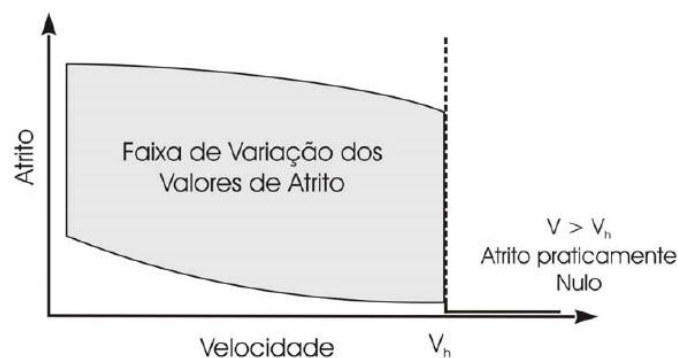


Figura 2.2: Comportamento do atrito em função da velocidade em pavimento molhado [2]

Num pavimento molhado a pressão hidrodinâmica exercida pela água acumulada entre o pneu e o pavimento aumenta com a velocidade praticada. Desta forma, a velocidade elevada é um factor fundamental para que a probabilidade de ocorrência de hidroplanagem aumente. Na presença de chuva é necessário uma prevenção por parte do condutor.

### 2.2.2 Tipos de hidroplanagem

A hidroplanagem viscosa está associada a velocidades baixas em pavimentos com pouca microtextura [6]. De um modo geral esta hidroplanagem ocorre devido à dificuldade de expulsão da água entre o pneu e o pavimento em consequência da viscosidade da água. A contaminação da água com argilas, siltes e outros materiais, aumenta significativamente o risco de ocorrência de hidroplanagem viscosa [2]. Os factores mais influentes neste fenómeno são a viscosidade do fluido, as condições do pneumático e as características da camada de desgaste do pavimento.

As forças ascendentes geradas pela água sob o pneu em movimento são responsáveis pelo fenómeno da hidroplanagem dinâmica [2]. Quando o balanço entre a capacidade de drenagem e a água a drenar é negativo, geram-se condições para a ocorrência de hidroplanagem. A capacidade de drenagem está directamente relacionada com a velocidade do veículo. Se esta for muito elevada o tempo disponível para a expulsão da água diminui, aumentando o risco.

De acordo com a pesquisa bibliográfica realizada por Soares [2] a combinação das hidroplanagens viscosa e dinâmica é a situação mais corrente, sendo rara a ocorrência das duas em separado, e diz-se hidroplanagem real.

Na literatura este fenómeno é dividido em quatro fases: o início da hidroplanagem em que grande parte do fluido adjacente ao pneu é lançada para a frente do mesmo e parte do fluido penetra na macrorugosidade do pavimento; a segunda fase é a hidroplanagem parcial e ocorre com o aumento da velocidade consistindo no aumento da área de acumulação de fluido entre o pneu e o pavimento, causando o aumento da pressão hidrodinâmica entre eles, e há uma diminuição da zona de contacto seco; a terceira fase, hidroplanagem quase total, é caracterizada pela proximidade da velocidade crítica de hidroplanagem e não existe área de contacto seco entre o pneu e o pavimento; a hidroplanagem total é a última fase em que o pneu está todo sujeito a pressões hidrodinâmicas por parte do fluido e fica excedida a velocidade crítica de hidroplanagem.

### 2.2.3 Aspectos relacionados com hidroplanagem

Chama-se de velocidade crítica de hidroplanagem à velocidade mínima em que o fenómeno da hidroplanagem se inicia. Esta velocidade é função de diversos factores como a espessura da lâmina de água, a intensidade de precipitação, as características dos pneus, a camada de desgaste e outros.

Existem, na literatura, diversas propostas de cálculo de velocidades críticas de hidroplanagem. Este assunto não será aprofundado, pois a definição dessa velocidade não é objectivo da dissertação.

Os pneus têm um papel determinante no fenómeno da hidroplanagem. Quanto maior a pressão dos pneus, menor a possibilidade de ocorrência de hidroplanagem, pois aumenta a resistência à deformação do pneumático quando confrontado com a água. A largura dos pneus é também fundamental, pois pneus muito largos podem dificultar a expulsão de água aumentando a área de contacto com a lâmina de água e pneus pouco largos podem ter área de contacto insuficiente para um bom desempenho face à presença de água no pavimento. O formato das ranhuras influencia também a expulsão de água.

As chuvadas fortes, de pequena duração, não são muito frequentes em Portugal. O período de retorno para chuvadas que criem uma lâmina de água considerável é muito grande o que torna a sua ocorrência rara. A determinação da intensidade de precipitação em projecto é dependente da zona geográfica em que

se quer implantar a estrada e do período de retorno, tipicamente considerado de 100 anos em análises de ocorrência de hidroplanagem (em análise limite). Desta forma, a análise do funcionamento da estrada face à drenagem passa pela caracterização das intensidades de precipitação de acordo com a zona do projecto. No caso de estudo serão analisadas várias intensidades de precipitação, arbitrárias, com o objectivo de verificar a funcionalidade da modelação hidráulica.

Quanto maior for a espessura de água no pavimento maior o risco de hidroplanagem e menor a velocidade de início de hidroplanagem. Este parâmetro será analisado em maior detalhe posteriormente

Os pavimentos das estradas são caracterizados pela sua macrotextura e microtextura, ou macrorugosidade e microrugosidade respectivamente (Figura 2.3).

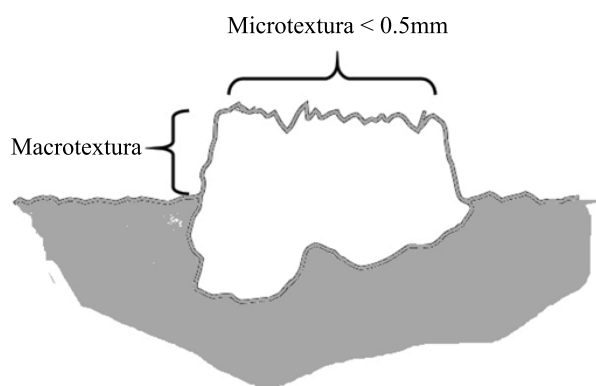


Figura 2.3: Microtextura e macrotextura de um agregado do pavimento (adaptado de [7])

O atrito provocado pela microtextura de um pavimento é importante para a segurança dos utilizadores rodoviários para velocidades baixas em pavimentos molhados. Para velocidades altas a microtextura deixa de ter a mesma influência sobre o veículo [2].

A macrotextura tem um papel fundamental no comportamento da camada de desgaste face à presença de água. É função da curva granulométrica, do método construtivo, da conservação e da manutenção do pavimento. Vários estudos revelam que para velocidades elevadas a macrotextura é fundamental para a prevenção da hidroplanagem. A explicação deste facto é a boa drenagem da água pelos vazios do pavimento. Assim, a pressão hidrodinâmica exercida pela espessura de água sobre o pneu diminui devido à facilidade de expulsão da água pelas asperezas.

Existem diversos tipos de camadas de desgaste sendo o mais corrente em Portugal o betão betuminoso. A camada de desgaste é um parâmetro importante para o controle da hidroplanagem pois modificando-a pode-se prevenir a ocorrência desse fenómeno.

As várias análises do risco de hidroplanagem presentes na literatura tratam várias camadas de desgaste no entanto as que se utilizarão no modelo proposto neste trabalho são as mesmas analisadas por Soares [2].

Os valores da profundidade média de textura ou das asperezas das camadas de desgaste,  $Aa$ , são determinados com o recurso ao método volumétrico da mancha de areia. Este método pode ser aplicado

a qualquer tipo de pavimento não drenante [2]. Também se utiliza o método de laser, sendo este um método de medição em contínuo utilizado para a caracterização final do pavimento.

O ensaio baseia-se no espalhamento de um volume de um material com características físicas conhecidas (areia fina ou esferas de vidro) sobre o pavimento (Figura 2.4). De seguida determina-se o diâmetro do círculo formado pelo espalhamento e realiza-se o cálculo da profundidade média da textura com a equação 2.1. Este ensaio está definido na norma EN 13036-1 (2001).

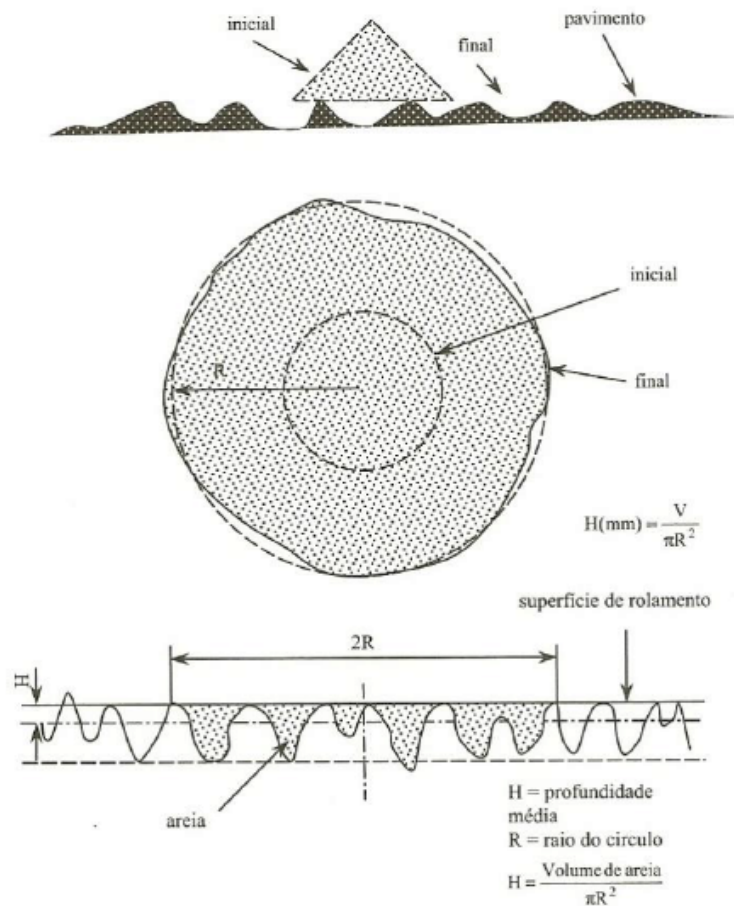


Figura 2.4: Ensaio da mancha de areia (adaptado de [8])

A altura de areia é definida pela equação 2.1 em que  $Aa$  é a altura de areia e  $R$  é o raio da mancha de areia. Os resultados deste ensaio são expressos em milímetros.

$$Aa = \frac{V_{\text{areia}}}{\pi R^2} \quad (\text{mm}) \quad (2.1)$$

Num pavimento molhado a pressão hidrodinâmica exercida pela água acumulada entre o pneu e o pavimento aumenta com a velocidade praticada como já foi referido. Assim, a velocidade praticada pelos

condutores é também um factor fundamental para que a probabilidade de ocorrência de hidroplanagem aumente. Na presença de chuva é necessária maior prevenção por parte do condutor.

## 2.3 Metodologias tradicionais de cálculo de espessura de água

### 2.3.1 Considerações gerais

Em seguida apresentam-se alguns dos métodos presentes na literatura para o cálculo da espessura da lâmina de água proveniente do escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários.

Numa primeira abordagem há que definir o que é a espessura da lâmina de água. Como se pode observar na Figura 2.5 a altura total do escoamento,  $h$ , é a lâmina de água total. Já para efeitos de hidroplanagem só interessa a altura de água acima das asperezas pelo que se define como espessura da lâmina de água a diferença entre a altura total do escoamento e a profundidade média das asperezas,  $Aa$ .

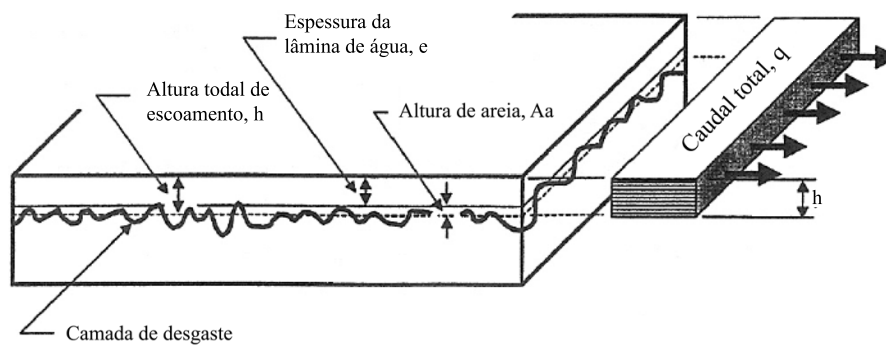


Figura 2.5: Definição de espessura de lâmina de água (adaptado de [9])

Para uma boa compreensão das metodologias apresentadas em seguida é necessário definir a intensidade de precipitação efectiva  $ip_e$  (mm/h), uma vez que dependendo do tipo de pavimento este pode ter ou não capacidade de infiltração. Assim, define-se que a intensidade de precipitação efectiva é a diferença entre a intensidade de precipitação total  $ip$  (mm/h) e a taxa de infiltração  $F$  (mm/h). A evaporação não é contabilizada nas análises expostas.

$$ip_e = ip - F \quad (2.2)$$

### 2.3.2 Road Research Laboratory method (1968)

Nas normas de projecto de auto-estradas da Nova Zelândia [10] é proposta a utilização da equação 2.3 para a determinação da espessura da lâmina de água. De acordo com Chesterton [11] esta metodologia

baseia-se nos documentos realizados pela Road Research Laboratory e pela National Association of Australian State Road Authorities.

O acesso aos documentos acima identificados não foi conseguido pelo que não será possível verificar a análise realizada na determinação da equação referida.

$$e = 0.046 \left( \frac{L_f i p_e}{I} \right)^{1/2} \quad (2.3)$$

Em que,  $e$  é a espessura da lâmina de água (mm),  $L_f$  é o comprimento da linha de água (m) e  $I$  é a inclinação da linha de água (m/m).

Onde para situações em trainel e alinhamento recto tem-se:

$$I = (S_l^2 + S_c^2)^{1/2} \quad (2.4)$$

onde,  $S_l$  é a inclinação longitudinal (m/m) e  $S_c$  é a inclinação transversal (m/m). E o comprimento da linha de água é dado por:

$$L_f = b \frac{I}{S_c} \quad (2.5)$$

em que,  $b$  é a largura de pavimento que contribui para o escoamento (m).

Esta metodologia de cálculo de espessuras de água é também válida nos manuais de drenagem em pavimentos rodoviários da África do Sul [12]. No manual de drenagem da África do Sul são especificados valores de referência para alturas de escoamento e para inclinações de linhas de água. A altura de escoamento referente a precipitações com períodos de retorno de 1 a 5 anos não deve exceder os 6 mm e a inclinação mínima das linhas de água não pode ser inferior a 0.02 [12].

Como se pode verificar este método apenas é válido para alinhamentos rectos em traineis tornando a determinação das espessuras de água limitadas no seu uso. Para casos mais complexos de traçado esta metodologia não pode ser aplicada com rigor.

### 2.3.3 Método de Gallaway (1979)

Em 1979 Gallaway [13] desenvolveu uma metodologia de análise de alturas de lâminas de água com o recurso a várias medições. O seu trabalho incidiu sobre o escoamento de águas pluviais em pavimentos de betão de cimento.

No estudo realizado foram analisados diversos casos com comprimentos de linha de água até 14,6 m, inclinações até 8% e intensidades de precipitação até 50 mm/h. Dum resultado de 117 medições de

espessuras de água realizadas em 1979 e mais 218 realizadas em 1971 gerou-se a seguinte equação para o cálculo de espessuras de água:

$$e = \frac{0.01485L^{0.43}ip_e^{0.59}Aa^{0.11}}{I^{0.42}} - Aa \quad (2.6)$$

em que,  $L$  é o andamento da linha de água (m) e  $Aa$  é a altura de areia (mm).

Conclusões do trabalho de Gallaway [13]:

- A espessura de água sendo função da inclinação, da macrorugosidade e da intensidade de precipitação, pode ser calculada com segurança para linhas de água até 14,6 m;
- A direcção da textura não influencia significativamente os resultados podendo ser desprezada;
- Após a cessação da precipitação existe ainda uma espessura de água perigosa para os utilizadores;
- O aumento da macrorugosidade melhora consideravelmente a segurança e nas estradas deveria ser requerido um mínimo de altura de areia inicial de 1,5 mm. Em nenhum caso deve ser utilizado uma profundidade média das asperezas inferior a 1,3 mm.

No manual de drenagem do estado de Queensland, na Austrália, este é o método de determinação de alturas de água utilizado [14]. São especificados diversos valores de referência:

- As linhas de água não podem ser superiores a 60 m;
- O tempo de concentração é limitado a 10 minutos;
- A espessura de lâmina de água não deve exceder os 5 mm em nenhum caso.

### 2.3.4 Método de Anderson (1998)

A resistência hidráulica da superfície de um pavimento pode ser caracterizada pelo coeficiente de natureza empírica de Manning. É com este parâmetro que se consegue calcular as perdas de carga contínuas utilizando a fórmula de Manning-Strickler e prever a altura de água do escoamento.

Existe pouca informação disponível de experiências em pavimentos betuminosos e em pavimentos em betão para a determinação do coeficiente de Manning. Neste trabalho são utilizados os valores propostos por Anderson [9] que serão apresentados em seguida.

Anderson [9] já tinha analisado a equação de Gallaway no seu estudo mas procurou outra abordagem de cálculo para a espessura da linha de água. Uma vez que a equação de Gallaway [13] era de natureza empírica e era geral quanto aos tipos de pavimento ele procurou encontrar uma equação analítica que se ajustasse ao escoamento em questão.



Assim, foi utilizada a equação de Manning-Strickler como lei de resistência no seu estudo. Para a aplicação esta lei era necessário definir os coeficientes de Manning para todos os pavimentos. Com o recurso a uma grande variedade de dados experimentais presentes na literatura, com medições de alturas de águas executadas em laboratório com chuva simulada e com medições in situ conseguiu utilizar a equação de Manning-Strickler para definir os coeficientes de Manning.

Uma vez que a aplicação desta lei assume que o escoamento é turbulento, Anderson [9] argumenta que o escoamento é, de facto, turbulento devido à perturbação causada pelo impacto das gotas de água provenientes da precipitação.

Várias premissas e conclusões são assumidas no seu estudo:

- A drenagem apenas ocorre para a camada total de água que é a espessura de água acima das asperezas mais a profundidade média das asperezas. A água abaixo da profundidade média das asperezas considera-se imóvel e não contribui para o escoamento;
- A trajectória de uma partícula de água que caia no pavimento é definida como a linha que a inclinação da superfície do pavimento determina;
- Diminuindo o comprimento da linha de água resulta num escoamento com menores alturas de água;
- Aumentar a macrorugosidade da superfície do pavimento melhora as condições de circulação, pois a água armazenada abaixo na profundidade média da textura aumenta.

A equação unidimensional da onda cinemática de Anderson é a seguinte:

$$e = \left[ \frac{n \times L \times ip_e}{36,1 \times I^{0,5}} \right]^{0,6} - Aa \quad (2.7)$$

onde,  $n$  é o coeficiente de Manning ( $m^{-1/3} s$ ).

Os coeficientes de Manning apresentados por Anderson para os três diferentes tipos de pavimentos analisados no seu estudo são:

- Pavimento de betão de cimento

$$n = \frac{0,319}{R_e^{0,480}} \quad R_e < 1000 \quad (2.8)$$

$$n = \frac{0,345}{R_e^{0,502}} \quad R_e < 500 \quad (2.9)$$

- Pavimento de betão betuminoso

$$n = 0,0823 \times R_e^{-0,174} \quad (2.10)$$

- Pavimento de betão betuminoso drenante

$$n = \frac{1,49 \times I^{0,306}}{R_e^{0,424}} \quad (2.11)$$

O número de Reynolds utilizado é o correspondente para escoamentos em superfície livre:

$$R_e = \frac{q}{\nu} \quad (2.12)$$

em que,  $q$  é o caudal ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) e  $\nu$  é a viscosidade cinemática da água ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

Este método é bastante mais detalhado quanto aos vários tipos pavimentos e comparativamente com os métodos anteriores tem a vantagem de o número de Reynolds ser calculado com diferentes viscosidades cinemáticas da água. Este detalhe tem a peculiaridade de permitir o cálculo de alturas de água com dependência da temperatura do pavimento. Desta forma a análise de espessuras de lâminas de água torna-se mais realista dado que a viscosidade tem influência no escoamento e as temperaturas do pavimento alteram bastante entre as estações do ano.

## Capítulo 3

# Modelo de análise do escoamento

### 3.1 Introdução

O modelo de análise do escoamento sobre pavimentos será constituído pelo módulo de análise hidráulica aqui desenvolvido e aplicado ao programa de análise geométrica do pavimento realizado por Soares [2].

Neste capítulo serão explicadas as bases de cálculo do modelo geométrico já existente e, mais pormenorizadamente, será explicado o modelo hidráulico realizado no âmbito deste trabalho.

Para que se perceba os passos dados na realização do modelo de análise do escoamento na Figura 3.1 está um fluxograma do trabalho realizado neste capítulo. As três diferentes cores representam os tópicos fundamentais da modelação hidráulica realizados.

A cor cinzenta representa a análise do programa realizado por Soares [2], este tópico será referido como Modelo Geométrico do Pavimento, MGP. As restantes cores são constituintes do Modelo Hidráulico do Escoamento, MHE.

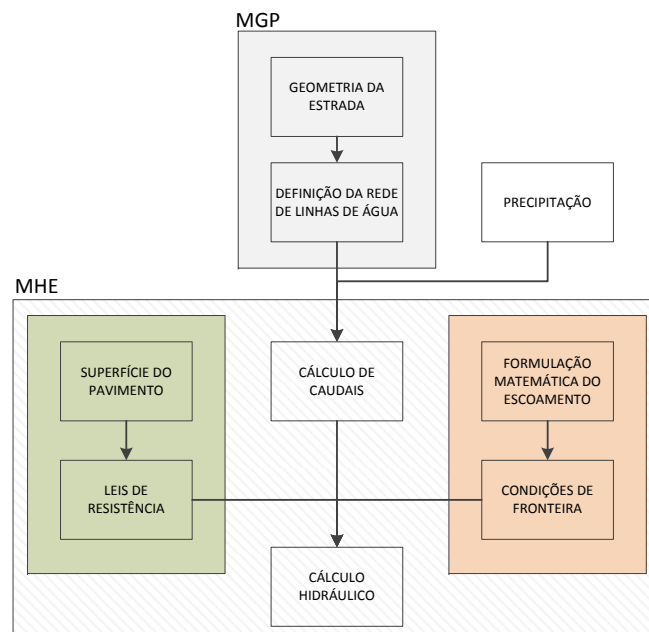


Figura 3.1: Metodologia de trabalho

## 3.2 Modelo Geométrico do Pavimento, MGP

### 3.2.1 Considerações gerais

Na Figura 3.1 este tópico é representado pela cor cinzenta e diz respeito ao modelo realizado por Soares [2]. O programa realizado no âmbito da tese *Análise de ocorrência de hidroplanagem num caso real* é indispensável à modelação hidráulica. Este modelo permite analisar todas as situações correntes numa estrada, alinhamentos rectos, curvas circulares e zonas de disfarce da sobreelevação. O programa realizado pelo André Soares realiza uma análise bastante complexa pois introduz inclinações longitudinais variáveis. Este pormenor tem bastante relevância pois possibilita a análise da sucessão de trainéis e curvas de concordância vertical. Este programa designar-se-á por Modelo Geométrico do Pavimento, MGP.

Numa estrada existem várias situações geométricas do pavimento. Como foi referido anteriormente existem situações de alinhamentos rectos, curvas circulares e de zonas de disfarce da sobreelevação. Estes tipos podem estar incluídos em trainéis ou em curvas de concordância vertical. Para que se perceba o trabalho realizado há que definir e diferenciar estes dois campos. Um trainel é um troço de estrada com inclinação longitudinal constante em perfil longitudinal, sendo o caso mais simples de analisar. Pelo contrário, as curvas de concordância vertical são mais complexas, são curvas definidas matematicamente por uma curva circular ou parabólica. Em perfil longitudinal a intersecção de dois trainéis faz-se com uma curva de concordância vertical, convexa ou côncava.

Para uma boa compreensão dos dados apresentados há que definir os seguintes acrónimos: AR significa alinhamento recto, CC curvas circulares e ZSe zona de disfarce de sobreelevação.

É nos casos de disfarce de zonas de sobrelevação que se geram maiores linhas de água de escoamento. Nos casos em que a linha de água inicia e finaliza a sua drenagem pelo mesmo lado acumula-se uma grande quantidade de água no pavimento. Aqui geram-se linhas de água com comprimentos elevados resultando em espessuras de água elevadas. Numa análise de drenagem em projecto este é o caso mais importante para a prevenção da hidroplanagem. Na Figura 3.2 está representado um caso problemático de ocorrência de hidroplanagem.

O modelo geométrico do pavimento permite definir a altura de água de Anderson, a velocidade crítica de hidroplanagem e as trajectórias das linhas de água, sendo este o dado base para o desenvolvimento do modelo hidráulico do escoamento objecto desta dissertação.

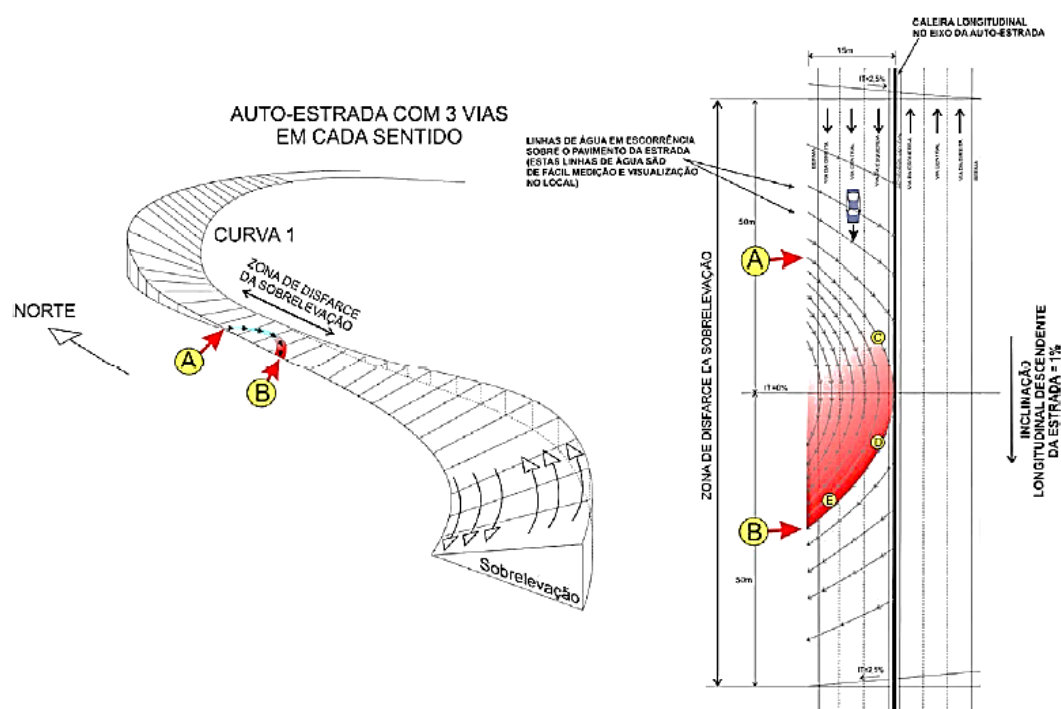


Figura 3.2: Exemplo de zona de disfarce de sobrelevação (adaptado de [15])

### 3.2.2 Modelação da linha de água

Defina-se como linha de água a trajectória que uma gota de água realiza ao cair no pavimento até à saída do pavimento. Uma correcta análise geométrica das estradas permite a realização de uma análise hidráulica mais acertada e assim mais aproximada do real.

Foi necessário realizar dois programas paralelos devido aos diferentes métodos de cálculo das trajectórias das linhas de água (Figura 3.3). O primeiro programa foi elaborado para curvas circulares e alinhamentos rectos. O segundo é direccionado para as zonas de disfarce de sobrelevação. Esta separação dos dois tipos de casos possibilita também a análise, no primeiro programa, de comprimentos superiores a um quilómetro.

O tipo de camada de desgaste não tem qualquer influência na determinação das linhas de água dado que neste modelo estas são apenas função da geometria do traçado. Para uma melhor compreensão de toda a metodologia do cálculo da linha de água aconselha-se a leitura do trabalho realizado por Soares [2].

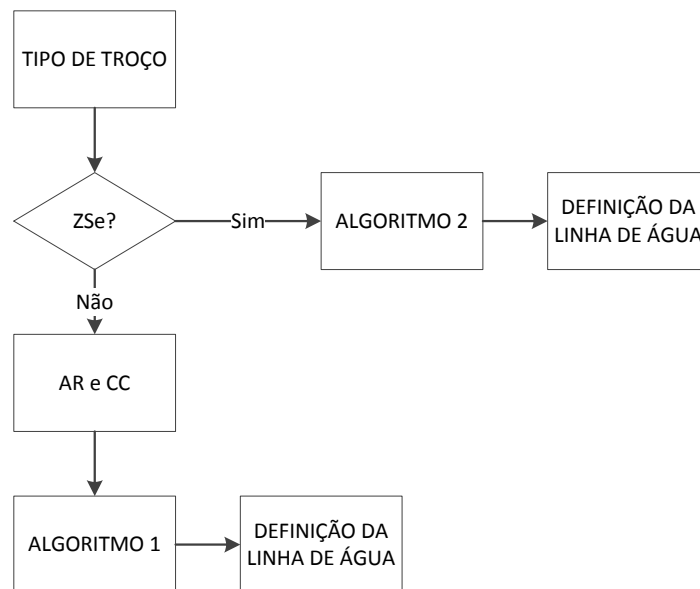


Figura 3.3: Fluxograma do programa realizado por Soares [2]

### 3.2.3 Dados de entrada

Os dados de entrada do programa do modelo geométrico do pavimento são:

- Traçado da estrada;
- Tipo de pavimento (BBd, BB, BC);
- Intensidade de precipitação (mm/h);
- Taxa de infiltração (mm/h);
- Altura de areia (mm);
- Temperatura do pavimento (°C)
- *Spin down speed* (SD);
- Altura das ranhuras dos pneus, TD (mm);
- Pressão dos pneus (KPa);

### 3.2.4 Dados de saída

Os dados de saída deste programa são:

- Inclinação da linha de água;
- Posição da linha de água;
- Altura da lâmina de água de Anderson (mm);
- Linha de água crítica de cada caso;
- Mapa das linhas de água;
- Mapa de velocidades críticas de hidroplanagem;

As trajectórias das linhas de água resultantes da aplicação do modelo geométrico do pavimento serão utilizadas como dados de entrada na modelação hidráulica do escoamento servindo também como apoio à representação dos resultados.

A altura de água de Anderson [9] referida é um dado de saída do programa realizado por Soares [2] contudo, não será utilizada na modelação hidráulica, apenas servirá de comparação de resultados.

### **3.3 Modelo Hidráulico do Escoamento, MHE**

#### **3.3.1 Considerações gerais**

De acordo com os objectivos propostos para este trabalho o presente tópico trata a modelação hidráulica do escoamento sobre pavimentos rodoviários. O Modelo Hidráulico do Escoamento, MHE, permite a utilização de diversas leis de resistência e será utilizado para analisar a adequabilidade destas leis ao escoamento em questão.

As leis de resistência propostas para análise são a lei de Manning-Strickler, a de Colebrook-White e a de Hagen-Poiseuille.

Quando ocorre precipitação suficientemente forte que provoque escoamento existem quatro fases, de acordo com a Figura 3.4 [16]. Numa primeira fase (1), quando começa a chuvada, o pavimento está parcialmente molhado apenas com água abaixo das asperezas. Após a saturação do pavimento o escoamento atinge o limite e é nesta segunda fase que o perigo de ocorrência de hidroplanagem é máximo para os utilizadores, fase (2). Após a cessação da precipitação e do escoamento alguma quantidade de água, considerada imóvel no escoamento, permanece no pavimento produzindo ainda alguma insegurança para os utilizadores, (3). Numa fase final, fase (4), a água paralisada evapora ficando de novo o pavimento seco. O presente estudo, nomeadamente a implementação do MHE, refere-se à segunda fase.

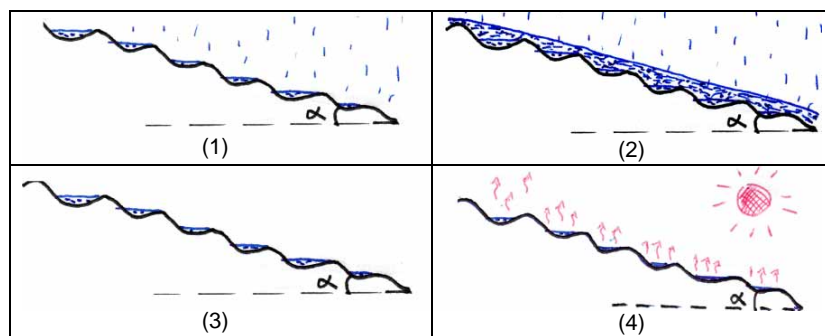


Figura 3.4: Diferentes fases de um pavimento durante uma chuvada [16]

### 3.3.2 Caracterização dos resultados do MGP

Todos os parâmetros do modelo geométrico do pavimento utilizados no modelo hidráulico foram devidamente tratados. A posição das linhas de água no pavimento estava definida, contudo foi necessário ajustar as matrizes de posição das linhas de água para calcular a altura geométrica de cada ponto da linha de água. Assim, consideraram-se perfis longitudinais independentes para cada linha de água, em que a altura de referência para o cálculo de todas as alturas geométricas da respectiva linha de água é o ponto de cota mais baixa, o ponto de jusante. Nesse ponto a cota geométrica é considerada nula. Desta forma foi possível desenhar um perfil longitudinal para cada linha de água para o cálculo hidráulico.

### 3.3.3 Caudais de cálculo

A hidroplanagem é, como já foi referido anteriormente, uma consequência do excesso de água no pavimento associado à velocidade praticada pelo condutor. A precipitação é um factor necessário para a ocorrência de hidroplanagem não se considerando no presente estudo a existência de outros líquidos que não água no pavimento.

A intensidade de precipitação é um parâmetro de difícil definição devido à sua aleatoriedade. Os métodos utilizados para o cálculo desta não serão apresentados neste texto, assim aconselha-se a leitura do trabalho de Soares [2] onde se definem com pormenor as intensidades de precipitação utilizadas no caso prático da respectiva dissertação.

Não será relevante a definição rigorosa da intensidade de precipitação na análise do escoamento, uma vez que o objectivo do trabalho é observar a adequabilidade do algoritmo e a adequação das leis de resistência. Assim, as intensidades de precipitação utilizadas no caso prático terão um carácter académico, não representando a zona em estudo.

Para o cálculo hidráulico do escoamento a intensidade de precipitação é tratada como uma entrada de caudal ao longo da linha de água e considera-se que as características do escoamento não variam no tempo, em cada ponto, mas variam no espaço de ponto para ponto. Assim, o escoamento diz-se



permanente gradualmente variado. A entrada de caudal é considerada constante e uniformemente distribuída em todo o traçado.

A evaporação é considerada nula no modelo hidráulico do escoamento e a taxa de infiltração invariável com o tempo. Desta forma, simplifica-se o problema realçando apenas a análise hidráulica.

Na modelação, os caudais utilizados, resultantes da intensidade de precipitação efectiva, foram calculados considerando que para cada linha de água a largura da área de influência é unitária. Assim tem-se no final de cada linha de água um caudal de saída  $Q_f$  que é o produto da área de influência de cada linha de água pela intensidade de precipitação efectiva. A área de influência  $A_p$  é o produto do comprimento final da linha de água ( $L_f$ ) pela sua largura de influência ( $b$ ) como se pode verificar na Figura 3.5.

$$A_p = L_f \times b \quad (\text{m}^2) \quad (3.1)$$

$$Q_f = A_p \times ip_e \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (3.2)$$

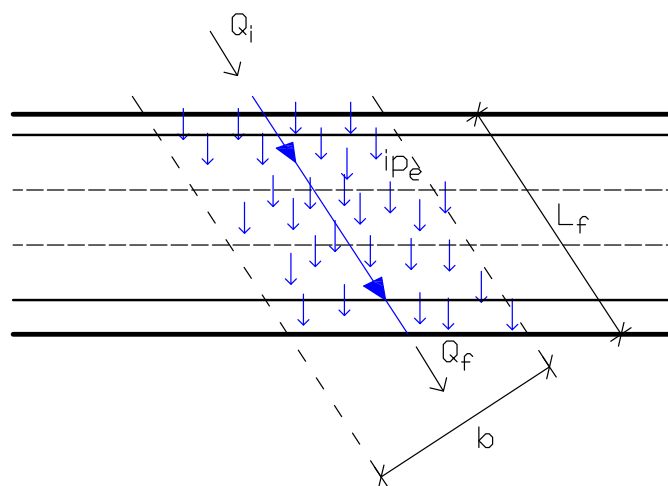


Figura 3.5: Definição dos caudais de cálculo e da geometria da área de influência para cada linha de água

### 3.3.4 Curva de regolfo

A equação de Bernoulli traduz o princípio da conservação de energia ao longo de uma linha de corrente. Considerando estas paralelas à linha de água num curto troço de escoamento a equação de Bernoulli escreve-se:

$$dE = ids \quad (3.3)$$

em que,  $ds$  é o desenvolvimento da linha de água em relação a uma secção de referência (m),  $i$  é a perda de carga unitária (-) e  $E$  é a energia total por unidade de peso (m).

Da equação escrita com a energia específica implícita vem:

$$d(H + z) = ids \Leftrightarrow \frac{dH}{ds} = i - \frac{dz}{ds} = i - I \quad (3.4)$$

em que,  $H$  é a energia específica (m),  $z$  é a cota geométrica (m) e  $I$  é o declive da linha de água (-).

A energia específica é definida por:

$$H = h + \frac{\alpha Q^2}{2gS^2} \quad (3.5)$$

sendo,  $\alpha$  o coeficiente de Coriolis (-), considerado 1 para os efeitos do presente estudo,  $g$  é a aceleração gravítica ( $m/s^2$ ),  $h$  é a altura de água do escoamento (m),  $S$  é a área da secção do escoamento ( $m^2$ ) e  $Q$  é o caudal ( $m^3/s$ ).

Tem-se então:

$$\frac{dH}{ds} = \frac{d}{dh} \left( h + \frac{Q^2}{2gS^2} \right) \frac{dh}{ds} = \left( 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} \right) \frac{dh}{ds} = \left( 1 - \frac{Q^2 L}{gS^3} \right) \frac{dh}{ds} \quad (3.6)$$

com,  $\frac{dS}{dh} = b$  para secções rectangulares.

O resultado da combinação da equação 3.5 com a equação 3.6 é:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{I - i}{1 - \frac{Q^2 b}{gS^3}} \quad (3.7)$$

Esta equação representa a curva de regolfo do escoamento e para a sua resolução recorreu-se ao método das diferenças finitas.

### 3.3.5 Método das diferenças finitas

Para se poder utilizar o teorema de Bernoulli no caso de estudo é necessário considerar as perdas de energia ao longo do escoamento e também a variação de caudal.

O canal é discretizado em diversos troços. Em toda a modelação e no presente texto a secção a montante é referenciada como 1 e a secção a jusante 2.

Assim, a equação de Bernoulli terá de considerar as perdas de energia e, considerando que o ponto 1 está a montante do ponto 2 tem-se:

$$E_1 = E_2 + \Delta E \quad (3.8)$$

em que,  $\Delta E$  é a perda de carga (m).

Uma vez que a energia total é a soma da cota geométrica com a altura piezométrica e a altura cinética tem-se:

$$\left( z_1 + h_1 + \frac{Q_1^2}{(bh_1)^2 2g} \right) = \left( z_2 + h_2 + \frac{Q_2^2}{(bh_2)^2 2g} \right) + i\Delta s \quad (3.9)$$

em que,  $V$  é a velocidade de escoamento (m/s) e  $\Delta s$  é distância entre as duas secções (m).

### 3.3.6 Discretização espacial

Para a resolução da equação de regolho foi necessário discretizar as linhas de águas em diversos intervalos. Na modelação teve-se que definir para todos os pontos discretizados as respectivas posições na linha de água, caudais e alturas geométricas. Quanto mais discretizada a linha de água mais preciso será o cálculo das alturas de água.

Decidiu-se dividir os comprimentos das linhas de água por um valor definido pelo utilizador do programa,  $D$ , para facilitar o cálculo, uma vez que a maioria das linhas de água têm comprimentos diferentes. Dividir todas as linhas de água em intervalos iguais implicava uma difícil combinação de matrizes de todos os parâmetros.

A distância entre cada ponto da malha de cálculo unidimensional é dada por:

$$\Delta s = \frac{L_f}{D} \quad (\text{m}) \quad (3.10)$$

A discretização é realizada para todos os parâmetros necessários para a realização do cálculo hidráulico.

### 3.3.7 Definição da distribuição de caudal

A entrada de caudal ao longo da linha de água determina que o caudal varie entre dois pontos consecutivos do escoamento. Assim, a precipitação terá influência no cálculo da equação de regolfo uma vez que a velocidade é função da secção e do caudal (equação 3.12). O caudal a jusante é definido da seguinte forma:

$$Q_2 = Q_1 + ip_e \times b \times \Delta s \quad (3.11)$$

$$v = \frac{q}{h} \quad (3.12)$$

em que,  $v$  é a velocidade do escoamento com largura unitária (m/s/m).

### 3.3.8 Condições de fronteira

Dado que o caso de estudo é um problema de valores de fronteira é necessário definir as condições de fronteira para a sua resolução. Desta forma tem-se:

$$\begin{cases} h(1) = h_{crítico} & , \text{se o escoamento é rápido} \\ h(2) = h_{crítico} & , \text{se o escoamento é lento} \end{cases}$$

Se o regime for lento o cálculo realiza-se de jusante para montante e a altura de referência é também a altura crítica de escoamento.

Se o regime de escoamento é rápido o cálculo hidráulico tem de se realizar de montante para jusante considerando que a condição de fronteira de montante corresponde à altura crítica.

A definição de regime lento e rápido é realizada com o recurso ao número de Froude, parâmetro hidráulico explicado em seguida.

O cálculo da altura crítica de escoamento,  $h_c$ , baseia-se na seguinte equação [3], para canais rectangulares:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.13)$$

onde,  $q$  é o caudal por unidade de largura ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ).

### 3.3.9 Procedimento de cálculo

O procedimento de cálculo inicia-se a partir da secção de jusante da linha de água (ponto de cota mais baixa). O cálculo da altura de escoamento entre dois pontos de cada trecho de cálculo faz-se pela determinação do zero da seguinte função  $f$ , derivada da equação 3.9:

$$f = \left( z_1 + h_1 + \frac{Q_1^2}{(bh_1)^2 2g} \right) - \left( z_2 + h_2 + \frac{Q_2^2}{(bh_2)^2 2g} \right) - i\Delta s \quad (3.14)$$

No cálculo dos zeros da função apresentada anteriormente, (3.14), utilizou-se uma função predefinida no *MATLAB*. O algoritmo utilizado consiste na aplicação do método de Dekker-Brent. O método é a combinação do método da Bissecção e das Secantes [17].

Dependendo do tipo de escoamento em cada trecho, o cálculo dos zeros da função  $f$  faz-se para  $h_1$ , tendo  $h_2$  como valor conhecido, ou para  $h_2$ , tendo  $h_1$  como valor conhecido, respectivamente para regime de escoamento lento ou rápido.

Numa primeira abordagem assume-se que o regime é lento e que a altura de água no fim da linha de água é igual à altura crítica do escoamento nesse ponto. Desta forma, a secção de referência para o cálculo é a altura crítica e o cálculo realiza-se de jusante para montante. Na Figura 3.6 está representado o cálculo em regime lento.

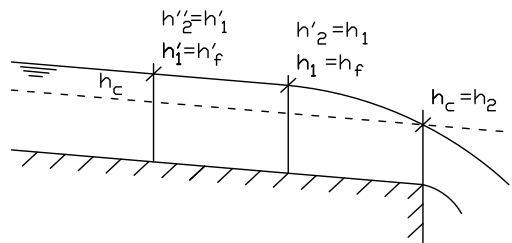


Figura 3.6: Exemplo do cálculo da curva de regolfo em regime lento

Após o cálculo da primeira altura de água é necessário verificar se a hipótese de regime lento é verdadeira. Se no ponto calculado o número de Froude for inferior a 1 o cálculo prossegue assumindo que a nova secção de referência é a altura de água anteriormente calculada.

Se o Froude for superior a 1 o cálculo seguinte é realizado com a altura crítica e não com a altura calculada isto é, repete-se o ponto anterior. As alturas de escoamento das secções de cálculo a jusante da qual a condição de regime lento é verificada são calculadas considerando o regime rápido, e utilizando esta secção de charneira como fronteira de montante.

Assim, faz-se a contagem dos pontos em que o Froude é superior a 1. Se essa contagem for superior a 0 significa que existe regime rápido. Fica então encontrado o ponto em que o regime altera e aplica-se o procedimento seguinte.

Após a contagem realiza-se o cálculo final das alturas de água que ficou por efectuar de acordo com a Figura 3.7. Para regime rápido o cálculo é feito de montante para jusante e a secção de referência para o cálculo é a altura crítica. Findo este passo as alturas de água estão definidas.

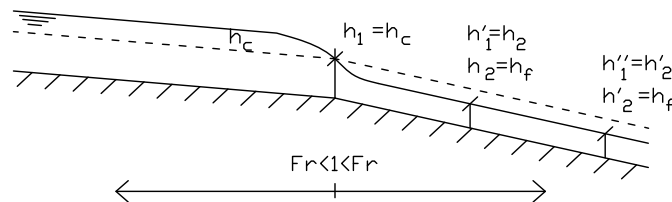


Figura 3.7: Modelação do regime rápido

A definição das perdas de carga é feita consoante a lei de resistência que se esteja a utilizar, contudo se a perda de carga for função da altura de escoamento é necessário processá-la em função do respectivo caudal. As leis de resistência utilizadas na modelação do escoamento serão apresentadas em seguida.

O valor das perdas de carga utilizado no cálculo é a média das perdas de carga entre os dois pontos de cálculo, determinados com os caudais verificados em ambas as secções:

$$i = \frac{i_1 + i_2}{2} \quad (3.15)$$

Na Figura 3.8 está apresentado o esquema geral, para várias leis de escoamento, da modelação do escoamento pluvial em pavimentos rodoviários.

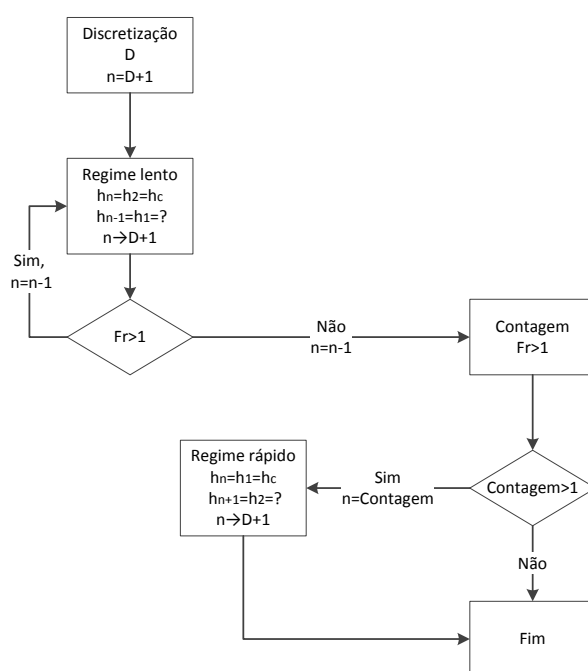


Figura 3.8: Fluxograma do cálculo hidráulico generalizado

### 3.3.10 Parâmetros hidráulicos

O raio hidráulico de uma secção é calculado fazendo o quociente entre a secção de escoamento e o perímetro molhado  $P$  (m).

$$R_h = \frac{S}{P} \quad (\text{m}) \quad (3.16)$$

Em canais rectangulares de largura  $b$ , o caso do escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários considerando o cálculo por largura de área de influência (Figura 3.9), tem-se:

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{b \times h}{2h + b} \quad (3.17)$$

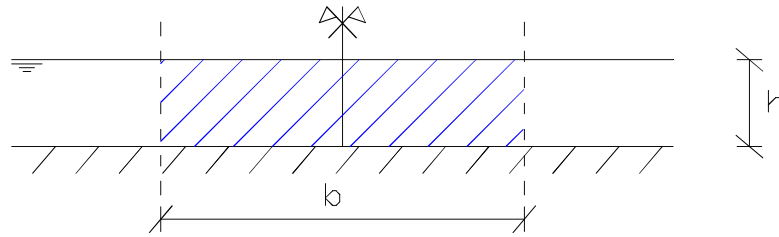


Figura 3.9: Corte transversal do escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários para a área de influência de uma linha de água

Uma vez que a altura de água, da ordem dos milímetros, é bastante inferior à largura considerada ( $b \gg h$ ), resultante da discretização do pavimento de acordo com o MGP, pode-se definir o raio hidráulico como:

$$R_h \approx \frac{b \times h}{b} = h \quad (3.18)$$

A definição do diâmetro hidráulico equivalente é importante para a aplicação das leis de resistência desenvolvidas para tubos circulares e corresponde a quatro vezes o raio hidráulico. Assim, o diâmetro hidráulico  $D_h$  utilizado na aplicação das leis de resistência é:

$$D_h = 4R_h = 4h \quad (3.19)$$

O número de Froude permite definir o tipo de escoamento em superfície livre. Este parâmetro relaciona a velocidade de escoamento com a velocidade da onda gravitacional das pequenas perturbações [3]. Com esta definição consegue-se separar o escoamento em três regimes, regime crítico, lento e rápido.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (3.20)$$

em que,  $Fr$  é o número de Froude e é adimensional.

Se  $Fr$  for superior a 1 o regime é rápido e significa que as pequenas perturbações não se propagam para montante. Já o contrário, inferior a 1, significa que as perturbações propagam-se para montante e o regime diz-se lento. Caso o número de Froude seja igual a 1 o escoamento está em regime crítico.



Reynolds (1883) com recurso a experiências laboratoriais examinou a transição do regime laminar para turbulento em escoamentos em pressão de secção circular. A experiência consistia na introdução de um segmento de corante no escoamento e no aumento gradual da velocidade de escoamento até que se verificasse a dispersão do corante, tomando o escoamento trajetórias aleatórias. Este acontecimento representa a mudança de regime de escoamento. Reynolds além de variar as velocidades de escoamento fez variar os diâmetros dos tubos e a viscosidade do líquido a escoar tendo representado os resultados obtidos através do número de Reynolds.

O número de Reynolds é um coeficiente adimensional e exprime o quociente entre as forças de inércia e as forças de viscosidade [3]. Este parâmetro permite classificar os regimes de escoamento em laminar ou turbulento.

$$Re = \frac{U D_h}{\nu} \quad (3.21)$$

em que,  $\nu$  é o coeficiente de viscosidade cinemática ( $m^2/s$ ) e  $D_h$  é o diâmetro hidráulico (m).

Considerando  $D_h$  igual a quatro vezes o raio hidráulico  $R_h$  e que este neste tipo de escoamentos é igual à altura de água  $h$  tem-se:

$$Re = \frac{q 4h}{\nu h} = \frac{4q}{\nu} \quad (3.22)$$

Para escoamentos em superfície livre é também usual usar-se como escala geométrica a altura de escoamento e assim o número de Reynolds pode tomar a seguinte forma:

$$Re = \frac{qh}{\nu h} = \frac{q}{\nu} \quad (3.23)$$

Esta distinção realiza-se devido à natureza das leis de resistência utilizadas na modelação. Para a utilização da lei de Colebrook-White e de Hagen-Poiseuille sugere-se à partida a utilização do número de Reynolds da equação 3.22. Já para a lei de resistência de Manning-Strickler a correcta aplicação do número de Reynolds será a equação 3.23, uma vez que os coeficientes de Manning disponíveis para a utilização desta lei foram determinados com essa formulação.

Muitos autores apenas fazem referência à equação 3.23, contudo dado as alturas de água serem muito reduzidas o número de Reynolds poderá ter grande influência nos resultados finais.

Serão modeladas as duas equações para a determinação do número de Reynolds para que se possam realizar duas análises distintas das alturas de água. Assim, também é possível entender a influência deste parâmetro na determinação das alturas de água.

Para a lei de Colebrook-White e Hagen-Poiseuille a utilização do número de Reynolds correspondente a escoamentos em superfície livre servirá de apoio à verificação da adequabilidade destas leis para este tipo de escoamento conforme os resultados obtidos.

### 3.3.11 Escoamento laminar e turbulento

Para escoamentos laminares sabe-se que as velocidades das partículas são bem definidas e no sentido do escoamento. No escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários é difícil de imaginar este acontecimento uma vez que a macrorugosidade do pavimento é, aproximadamente, da mesma magnitude da altura de escoamento. Contudo, os valores do número de Reynolds presentes neste tipo de escoamento são algo reduzidos devido à natureza do problema podendo assim esperar-se escoamento laminar do tipo filamentar em torno de obstáculos. Para escoamentos em hidráulica de superfície livre o escoamento considera-se laminar, para valores de Reynolds inferiores a 2000 (equação 3.22) ou 500 (equação 3.23) [3]. Uma vez que estes valores se destinam a problemas mais comuns como escoamentos em canais com grandes caudais é prudente analisar o caso de estudo considerando os dois tipos de escoamento, laminar e turbulento.

Serão consideradas as leis de resistência referentes ao regime laminar e analisar-se-ão os resultados obtidos.

Já nos escoamentos turbulentos as partículas de água têm velocidades independentes com direcção aleatória. Muitos autores consideram à partida que o escoamento é turbulento devido à perturbação exercida pela queda das gotas de água da chuva no pavimento. A diferenciação do tipo de escoamento é realçada para que se entenda o porquê das leis de resistência utilizadas.

### 3.3.12 Leis de resistência

As perdas de energia ou perdas de carga ocorrem devido à tensão tangencial no interior do fluido e entre este e a sua fronteira sólida. Estas perdas de carga são contínuas e são o objecto de estudo deste trabalho. Pode ocorrer outro tipo de perda de carga num escoamento, perda de carga localizada, e é consequência de singularidades que possam existir. Este tipo de perdas não são consideradas no escoamento em análise, contudo em casos de pavimentos ranhurados pode ser necessário considerar estas perdas.

Existem várias propostas para determinar as perdas de carga de escoamentos de superfície livre e neste Capítulo serão apresentadas as leis analisadas utilizadas na modelação.

Serão analisadas leis de resistência com fundamento teórico, que não são frequentemente utilizadas em escoamentos de superfície livre, caso das leis de Hagen-Poiseuille e Colebrook-White além da lei de Manning-Strickler que é empírica e correntemente utilizada neste tipo de problemas [9].

Considerando que as perdas de carga são contínuas podem-se representar em função de um factor de resistência pela equação de Darcy-Weisbach. Esta equação baseia-se em fundamentos teóricos e foi deduzida para ser utilizada em escoamentos em pressão.

A utilização desta fórmula é válida para escoamentos de superfície livre. De acordo com a *American Society of Civil Engineers* a equação adequa-se a escoamentos de superfície livre [18].

A equação de Darcy-Weisbach é representada pela equação [3]:

$$\Delta E = f \frac{L}{D_h} \frac{V^2}{2g} \quad (3.24)$$

$$i = \frac{f}{D_h} \frac{V^2}{2g} \quad (3.25)$$

em que,  $f$  é o factor de resistência de Darcy-Weisbach(-).

#### – Escoamento laminar

Para regime laminar o factor de resistência é função apenas do número de Reynolds:

$$f = \frac{C}{Re} \quad (3.26)$$

onde,  $C$  é o coeficiente de forma sendo 64 para tubagens e em função da geometria nos restantes dos casos.

A modelação em regime laminar será realizada com base num estudo sobre escoamentos laminares e em transição em canais rectangulares rugosos [19].

Woo [19] apresentou os resultados de um estudo de escoamentos em canais rectangulares de águas provenientes de precipitação artificial. O estudo foi realizado para dois tipos de rugosidade e para onze inclinações diferentes. Os resultados obtidos da experiência realizada permitiram-lhe concluir que para escoamento laminar os valores experimentais afastam-se significativamente dos valores teóricos e dependem da inclinação de fundo. A aplicação destes resultados ao caso de estudo é algo redundante uma vez que os tipos de rugosidade são bastante distintos, no entanto para que se possa aplicar a lei de Hagen-Poiseuille é necessário assumir a adequabilidade destes resultados numa primeira abordagem.

Na Figura 3.10 estão apresentados os resultados da experiência para superfícies rugosas:

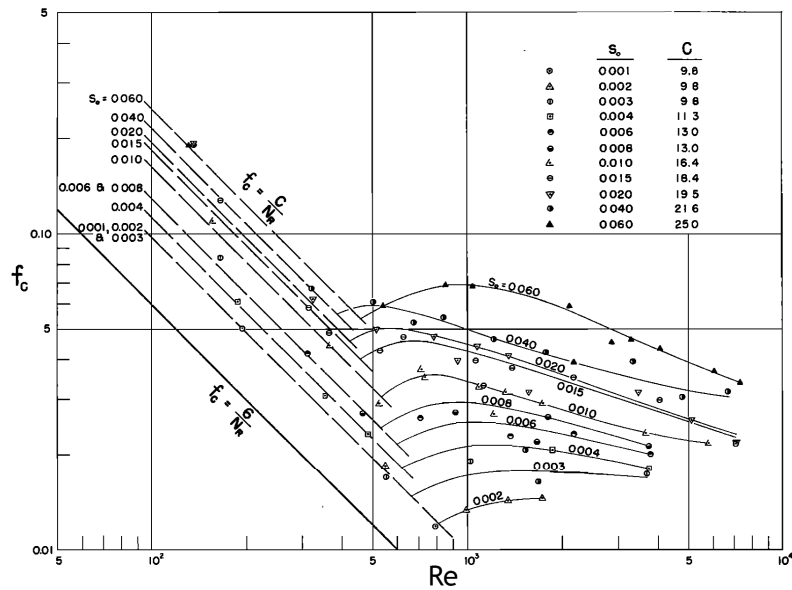


Figura 3.10: Resultados da resistência ao escoamento de superfícies rugosas [19]

Com os resultados obtidos em superfície de areia (Figura 3.10) definiu-se automaticamente uma função aproximada da distribuição do coeficiente  $C$  em função da inclinação de fundo (Figura 3.11). A expressão exprime de modo fiável os resultados obtidos.

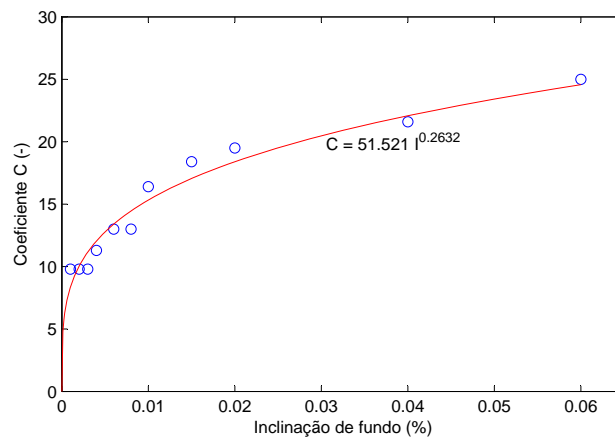


Figura 3.11: Linha de tendência calculada de acordo com os valores de Woo [19]

Para inclinações inferiores a 0,3% o valor de  $C$  é constante de 9,8. Se a inclinação for superior a esse valor é necessário recorrer à expressão:

$$C = 51,521 I^{0,2632} \quad (3.27)$$

A expressão permite determinar o factor de resistência antes da aplicação do método das diferenças finitas dado que é apenas função da inclinação de fundo, já definida pelo modelo geométrico do pavimento, e do caudal, proveniente do número de Reynolds.

#### – escoamento turbulento - Colebrook-White

Na modelação para regime turbulento, recorrendo à formulação teórica, foi utilizada a equação de Colebrook-White para a caracterização do escoamento. O factor de resistência é definido pela equação:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{k}{3,71 D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.28)$$

em que,  $k$  é a rugosidade equivalente considerada igual à profundidade média da textura (m).

A utilização desta fórmula dificulta a modelação, pois como se pode observar a equação é implícita. A presença do factor de resistência em ambos os membros obriga a utilização de métodos numéricos para a sua resolução. Assim, recorreu-se ao cálculo automático de funções não lineares para a definição factor de resistência [20].

Foi necessário definir a rugosidade equivalente para aplicar a equação e considerou-se ser igual à altura de areia (profundidade média das asperezas). O diâmetro hidráulico considerou-se quatro vezes a altura de água, já analisado anteriormente.

A consideração de regime turbulento ignora o facto de o número de Reynolds apontar para regime laminar, pois os valores são inferiores a 2000 (equação 3.22) em qualquer caso de estudo de acordo com Lencastre [3].

Na verdade durante uma chuvada existe perturbação do escoamento devido à queda das gotas de água [9], e como já foi referido esta premissa valida a possibilidade de o regime ser turbulento.

#### – escoamento turbulento rugoso

A utilização da equação de Manning-Strickler em escoamentos em superfície livre é muito comum e bastante precisa. Contudo, a modelação deste tipo de escoamentos é muito pouco usual e os problemas mais comuns em hidráulica têm alturas de escoamento consideráveis comparativamente com o escoamento, da ordem dos milímetros, do caso do escoamento de águas pluviais em pavimentos rodoviários.

Dado o desconhecimento de valores alternativos de coeficientes de rugosidade relativos às camadas de desgaste dos pavimentos rodoviários optou-se por aplicar os valores sugeridos por Anderson [9] o que implica a utilização da lei de resistência de Manning-Strickler.

Ao aplicar esta lei de resistência assume-se que o escoamento é turbulento rugoso. Comparativamente com a lei de resistência de Colebrook-White esta lei é relativamente

mais simples de aplicar uma vez que não é necessário recorrer a métodos numéricos para a realização do cálculo da altura de água, esta é explícita.

A equação de Manning-Strickler escreve-se [3]:

$$V = K_s R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (3.29)$$

em que,  $K_s$  é o coeficiente que traduz a rugosidade ( $m^{1/3}/s$ ).

O número de Reynolds que se utilizará para determinar os coeficientes de Manning na aplicação desta lei é o mesmo utilizado por Anderson [9] na determinação dos coeficientes de Manning e é definido pela equação 3.23.

A rugosidade do pavimento pode ser representada pelo coeficiente  $K_s$ , ou seja, pode ser definido como o inverso do coeficiente de Manning:

$$K_s = \frac{1}{n} \quad (3.30)$$

Com os coeficientes de rugosidade determinados e com o raio hidráulico em função da altura a expressão da perda de carga unitária é a seguinte:

$$i = \left( \frac{q}{K_s h^{5/3}} \right)^2 \quad (3.31)$$

A modelação desta lei passa pela aplicação desta perda de carga na determinação das alturas de água. Assim, a função que diferencia a lei de Manning-Strickler das restantes é:

$$f = \left( z_1 + h_1 + \frac{q_1^2}{h_1^2 2g} \right) - \left( z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) - \left( \left( \frac{q_1}{K_{s1} h_1^{5/3}} \right)^2 + i_2 \right) \frac{\Delta s}{2} \quad (3.32)$$

**3.3.13 Dados de entrada**

Os dados de entrada deste programa são todos os do programa anterior complementados pelos seguintes:

- Número de intervalos de discretização,  $D$ ;
- Lei de resistência;
- Número de Reynolds.

**3.3.14 Dados de saída**

Os dados de saída são:

- As alturas da lâmina de água da lei de resistência escolhida;
- As velocidades de escoamento;
- Os números de Froude ao longo da linha de água;
- Análises comparativas das leis de resistência.





## Capítulo 4

# Caso de estudo

### 4.1 Considerações gerais

Neste capítulo será realizada a análise do comportamento hidráulico referente à drenagem de águas pluviais de uma estrada real. Os dados de entrada tratam um sublanço de uma auto-estrada localizada no norte de Portugal Continental e tem início ao km 9+150 e termina ao km 21+700. A análise geométrica foi realizada por Soares [2] e é referente a apenas um sentido da auto-estrada, norte-sul.

A directriz do traçado contém três alinhamentos rectos, onze curvas circulares e dezassete clotóides de transição que são representadas pelas dez zonas de disfarce de sobrelevação. A rasante é composta por quarenta e seis trainéis e quarenta e seis curvas de concordância vertical. A faixa de rodagem tem quatro vias com 3,5 m cada, berma de intradorso com 1,0 m e berma de extradorso com 3,0 m. A camada de desgaste do projecto é em betão betuminoso drenante com uma espessura de 5 cm colocada sobre betão betuminoso. Serão analisados também outros tipos de camadas de desgaste no case de estudo.

A modelação hidráulica será apresentada individualmente para cada lei de resistência e serão comentadas todas as individualidades das respectivas leis assim como todos problemas que estiveram presentes durante a modelação do escoamento.

Realizar-se-ão análises comparativas entre as leis de resistência e diversas análises aos parâmetros hidráulicos.

Como foi referido no Capítulo 3 os dados retirados deste programa são as linhas de água definidas consoante o traçado da estrada. Serão apresentados os resultados obtidos no trabalho de Soares [2] que servirão de base para o modelo hidráulico do escoamento. A aplicação do MGP está representada em anexo complementando a análise hidráulica. Há que referir que toda a modulação referente à definição da trajectória das linhas de água é da autoria de Soares [2].

As leis de resistência utilizadas já foram mencionadas no Capítulo 4, contudo serão brevemente apresentadas, e são: a de Colebrook-White, a de Hagen-Poiseuille conjugada com os factores de

resistência retirados do trabalho de Woo [19] e a lei de Manning-Strickler com os coeficientes de rugosidade divulgados por Anderson [9].

Neste tópico será aplicada e analisada a modelação do escoamento em pavimentos rodoviários num caso real. Foi essencial definir uma estrutura de análise para estudar os resultados convenientemente. Assim, a sequência de análises está organizada como se apresenta de seguida.

Numa primeira análise serão averiguadas individualmente as três leis de resistência aplicadas na modelação. Com uma análise separada das leis procurar-se-á apresentar as particularidades de cada uma delas, os resultados obtidos durante a modelação, os problemas inerentes às respectivas leis e os resultados da modelação final de cada lei.

Após a divulgação dos resultados individuais estes serão comparados entre si e esta análise comparativa permitirá obter conclusões iniciais que servirão de base para as análises seguintes.

Finda a análise individual das leis de resistência e a respectiva análise comparativa serão detalhados os seguintes assuntos: a influência do número de Reynolds nas alturas de água finais, a análise comparativa dos vários tipos de pavimentos, a influência da macrorugosidade no cálculo da lâmina de água e a caracterização final da espessura de lâmina de água.

## 4.2 Análise individual das leis de resistência

Na análise individual de cada lei de resistência os casos de estudo analisados foram o Alinhamento Recto nº1, AR1 (Figura 4.1), e a Zona de Disfarce de Sobrelevação nº3, ZSe3 (Figura 4.2). A escolha destes dois casos para análise deveu-se a dois factores: o primeiro caso (AR1) é um alinhamento recto e serve de base para a verificação da aplicabilidade, pois é um caso simples com pouca variação das características geométricas e o segundo (ZSe3), zona de disfarce de sobrelevação, é um caso mais complexo com linhas de água bastante diferentes ao longo da estrada.

Os dados de entrada que se manterão inalteráveis na análise individual das leis de resistência são: intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h, temperatura do pavimento 10°C, pavimento em betão betuminoso drenante e altura de areia de 1,2 mm. Os dados de entrada que variam entre leis são: o número de Reynolds, que é diferente entre as formulações teóricas e a formulação empírica, e os intervalos de discretização que serão referenciados na apresentação de cada lei.

### – Troço AR1

Os resultados apresentados da análise do alinhamento recto nº1 (Figura 4.1) estão focalizados na primeira linha de água com as seguintes características: inclinação média de 3,09% e comprimento total de 20,2 m, em que as linhas de água estão representadas a azul com um ponto vermelho a montante. Todo o troço é analisado e apresentado em anexo (Apêndice A.1) onde é apresentada toda a análise geométrica e são apresentadas as análises hidráulicas para a linha de água em estudo. É realizada uma análise comparativa com diferentes temperaturas onde a escala é representativa.

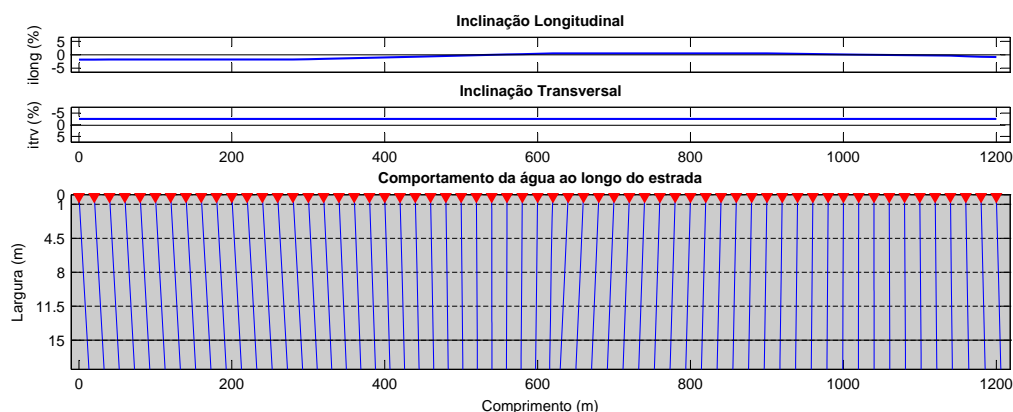


Figura 4.1: Trajetórias de escoamento do troço AR1 (adaptado de [2])

### – Troço ZSe3

No estudo do troço ZSe3 serão detalhadas duas linhas de água, a maior e a menor. Como se pode verificar na Figura 4.2 antes dos 120 metros as linhas são muito grandes comparativamente com as linhas imediatamente antes dos 80 metros. Pode-se prever que nas linhas entre os 100 e 120 metros a altura de água acumulada é maior que entre os 80 e 100 metros. Com o recurso ao programa de cálculo escolheu-se a menor linha, linha de água 77, e a maior linha para análise, linha de água 115. Os resultados da análise deste troço estão apresentados no Apêndice A.2.

A linha de água 77 é caracterizada por: inclinação média de 5% e comprimento total de 2 m. A linha de água a 115 tem os seguintes parâmetros: inclinação média de 4,7% e comprimento total de 81,9 m. Note-se que o número da linha de água corresponde à posição a montante da mesma.

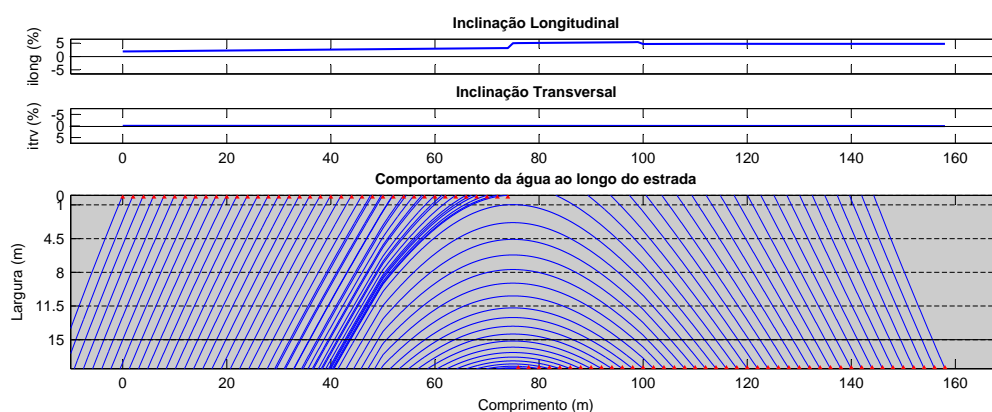


Figura 4.2: Trajetórias de escoamento do troço ZSe3 (adaptado de [2])

### 4.2.1 Hagen-Poiseuille

A modelação desta lei de resistência, à partida, não induz qualquer previsão de resultado e adequabilidade, uma vez que os factores de resistência não são semelhantes ao caso real dado que são referentes a superfícies de areia [19]. Assim, os resultados apresentados resultam da aplicação da lei de Hagen-Poiseuille, Apêndice A.1, em que os factores de resistência de Darcy-Weisbach são calculados com o recurso à equação 3.26 e são unicamente função da inclinação de fundo.

Esta lei apresentou regime rápido e regime lento ao longo das linhas de água. Uma vez que toda a modelação do cálculo das alturas de água foi generalizada para realizar os dois regimes não foi necessário nenhum cuidado adicional para a resolução do cálculo hidráulico.

A altura de areia e o tipo de pavimento não são especificados na análise desta lei pois não tem qualquer influência no cálculo das alturas de escoamento.

#### – Troço AR1

Os resultados apresentados da aplicação desta lei de resistência foram determinados para a primeira linha de água do caso AR1 com os seguintes dados de entrada anteriormente referidos (Figura 4.3). O tipo de pavimento utilizado não influencia o cálculo das alturas de água, facto explicado posteriormente, e assim não é relevante nesta análise. Já a discretização utilizada foi de 100 intervalos.

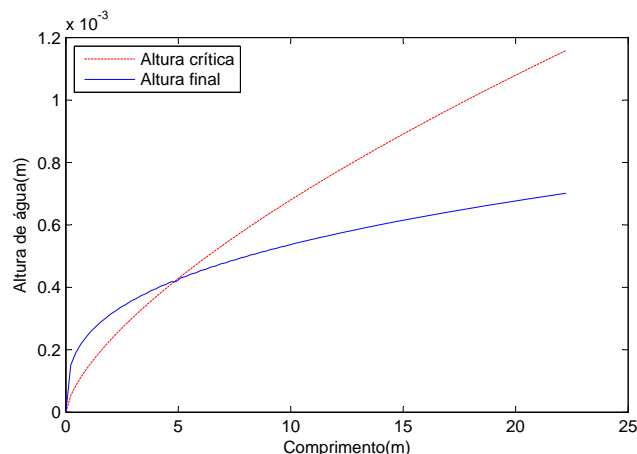


Figura 4.3: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - AR1

Representou-se o regime crítico com a linha a vermelho e representaram-se as alturas de escoamento com a linha a azul. Verifica-se a alteração de regime de escoamento e a intersecção das duas linhas representa o ponto em que o escoamento tem altura crítica e o regime altera. Deste ponto para montante o cálculo é realizado com a modelação de regime lento, para jusante o cálculo é para regime rápido. Nesta figura está representada toda a modelação referente ao cálculo das alturas.

A linha de água termina em regime rápido, logo a altura de água a jusante não será a altura de referência (altura crítica), mas sim o último resultado do cálculo do regime rápido. Se a linha de água terminasse com regime lento a altura de água a jusante seria correspondente à altura crítica do escoamento.

Também se analisou o comportamento desta lei de resistência face a intensidades de precipitação mais elevadas por forma a verificar a aplicabilidade da modelação a diferentes casos. Aplicaram-se intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h (Figura 4.4).

Há um aspecto importante na utilização desta lei que deve ser referido. Com o aumento da intensidade de precipitação o algoritmo apresentou algumas dificuldades no cálculo das alturas de água. Com o acréscimo de precipitação verificou-se a necessidade de diminuir a discretização para se conseguir realizar o cálculo. Para que se percebesse a causa destes resultados analisou-se o número de Froude ao longo da linha de água para as diferentes intensidades de precipitação e verificou-se que com o aumento destas, o comprimento do regime rápido aumentava e assim as primeiras alturas de água de cálculo, considerando que o regime é lento com as respectivas alturas críticas, afastavam-se das alturas reais, calculadas com o regime rápido. Desta forma, conseguiu-se ultrapassar esta dificuldade impondo uma condição na modelação, se o número de Froude não fosse um número real assumia-se nesse ponto que a altura de água seria a crítica à semelhança do que se fazia se o número de Froude fosse superior a 1 (Capítulo 3).

A discretização utilizada na análise do comportamento hidráulico para as diferentes intensidades de precipitação foi de 1000 intervalos. A escolha desta discretização deve-se à transição de regime rápido para lento ser mais acentuada para intensidades de precipitação mais elevadas.

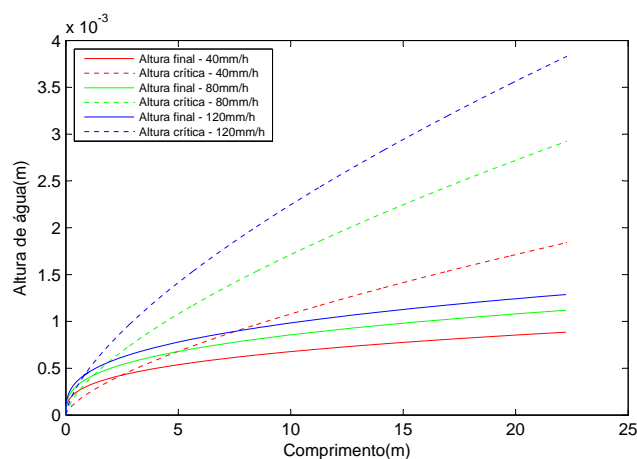


Figura 4.4: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com  $D=1000$  - AR1

Pode-se concluir desta análise que com o aumento da intensidade de precipitação efectiva e consequente aumento dos caudais o comprimento do regime rápido aumenta. Presume-se que os factores de resistência diminuam com o aumento do caudal dado que o factor de

resistência é inversamente proporcional ao número de Reynolds e este é função do caudal (equação 3.23). Para verificar esta conclusão representaram-se os factores de resistência correspondentes às precipitações analisadas (Figura 4.5).

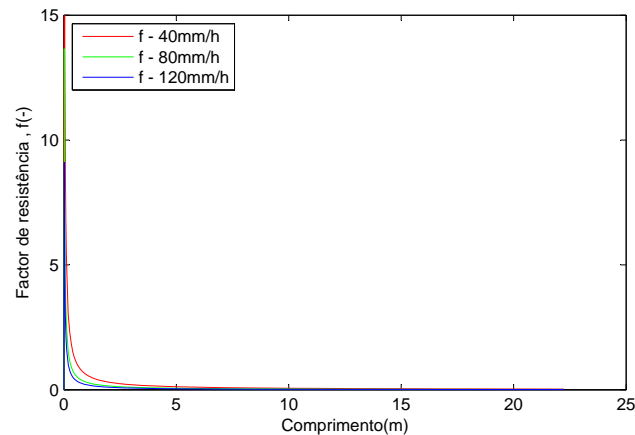


Figura 4.5: Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com  $D=1000$  - AR1

Os factores de resistência diminuem com o aumento do caudal o que resulta no aumento da presença do regime rápido como foi referido anteriormente.

#### – Troço ZSe3

Na análise deste caso de estudo utilizou-se, à semelhança do que foi feito para o caso AR1, uma discretização de 200 intervalos. Assim, para a maior e menor linha de água obteve-se os seguintes resultados:

##### *Maior linha de água:*

A aplicação da modelação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille na maior linha de água resultou nas alturas de água apresentadas na Figura 4.6. À semelhança do que se observou para o troço AR1 os resultados apresentam regime rápido na maioria da linha de água.

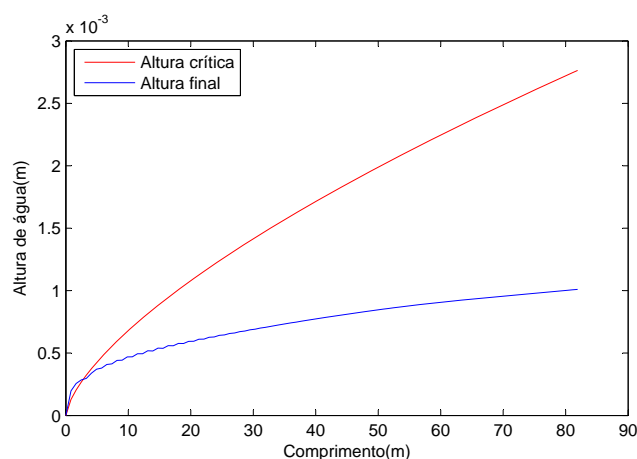


Figura 4.6: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - 115/ZSe3

#### *Menor linha de água:*

O cálculo da menor linha de água não apresentou alturas de escoamento contínuas a montante (Figura 4.7). A proximidade do regime crítico pode ter bastante influência na ilustração do escoamento, contudo aceitaram-se os resultados uma vez que as alturas de escoamento são bastante reduzidas, principalmente neste caso em que a linha de água é muito pequena.

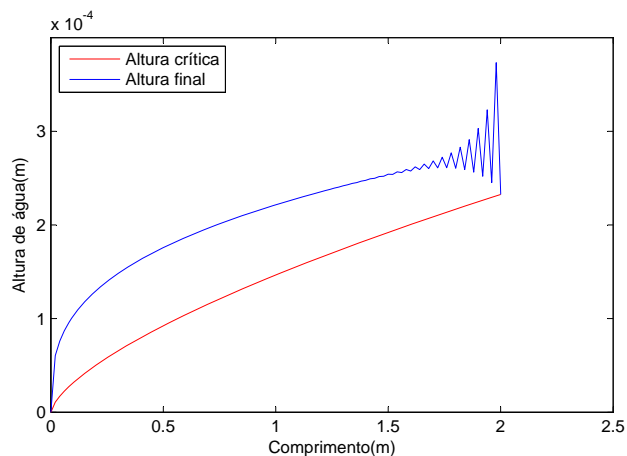


Figura 4.7: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h - 77/ZSe3

#### **4.2.2 Colebrook-White**

Na aplicação desta lei foi necessário recorrer a um programa disponibilizado por um utilizador do *MATLAB* que calcula o factor de resistência de Colebrook-White com o recurso a métodos numéricos [20]. A utilização deste programa obriga a utilização dos seguintes parâmetros:

- O número de Reynolds calculado com o diâmetro hidráulico igual a quatro vezes a altura de água.
- O parâmetro  $K$  a introduzir no programa de cálculo do factor de resistência de Colebrook-White é o quociente entre a rugosidade equivalente e o diâmetro hidráulico:

$$K = \frac{k}{D_h} \quad (-) \quad (4.1)$$

Assim, introduziu-se na modelação do cálculo das alturas de água o algoritmo de cálculo do factor de resistência. Na aplicação da lei de resistência de Colebrook-White os resultados obtidos à partida eram de difícil análise. Foi necessário adoptar várias metodologias com diversas condições de fronteira para conseguir aplicar a equação de Colebrook-White no algoritmo de cálculo das alturas de água.

Numa primeira abordagem (Figura 4.8) modelou-se, assumindo que as perdas de carga nos dois pontos eram as respectivas, ou seja, no ponto de referência o factor de resistência está bem definido e no ponto de cálculo o factor de resistência é função da altura a calcular. Concluiu-se imediatamente que esta abordagem era de difícil aplicação uma vez que era realizado em simultâneo o cálculo do factor de resistência e a altura de água tornando difícil a conclusão do cálculo da altura de água.

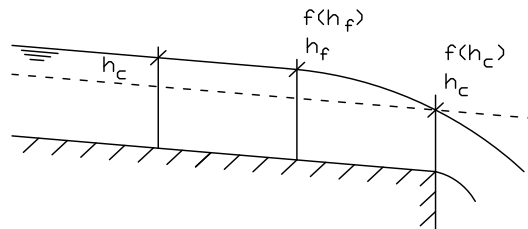


Figura 4.8: Primeira abordagem ao cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White

A segunda tentativa de realização do cálculo consistia em assumir os factores de resistência iguais nos dois pontos (Figura 4.9). Assim, em cada cálculo da altura de água considerava-se que o factor de resistência nesse ponto era igual ao ponto de referência e após o cálculo da altura de água calculava-se novo factor de resistência.



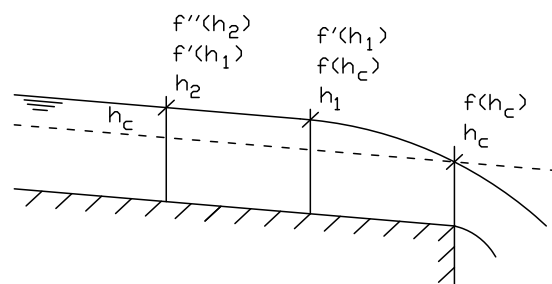


Figura 4.9: Segunda abordagem ao cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White

Na experimentação desta metodologia obteve-se para a primeira linha de água do troço AR1 as alturas de água representadas na Figura 4.10.

Os valores obtidos na análise apresentada em seguida foram obtidos com os seguintes dados de entrada: altura de areia de 1,2 mm, taxa de infiltração efectiva de 20 mm/h e D intervalos.

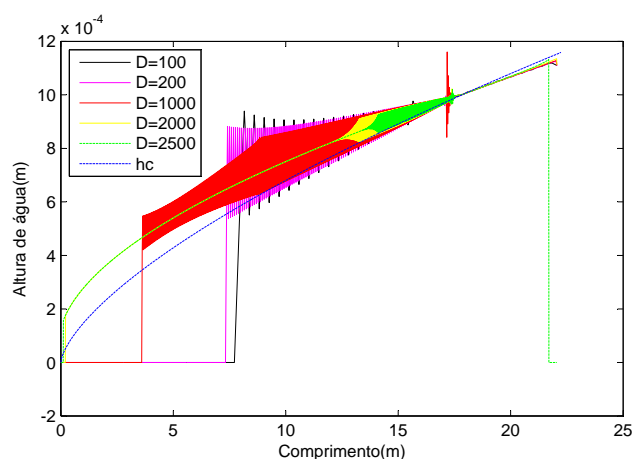


Figura 4.10: Aplicação da segunda metodologia da lei de Colebrook-White para o cálculo de alturas de água com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h

Na metodologia definitiva de cálculo (Figura 4.11) considerou-se no primeiro ponto, a jusante, a altura crítica e que nos dois pontos o factor de resistência era igual. Assim a primeira altura de água fica calculada e calcula-se o novo factor de resistência. A partir desse ponto as alturas de água consideram os factores de resistência num ponto anterior. Desta forma o cálculo converge Figura 4.12.

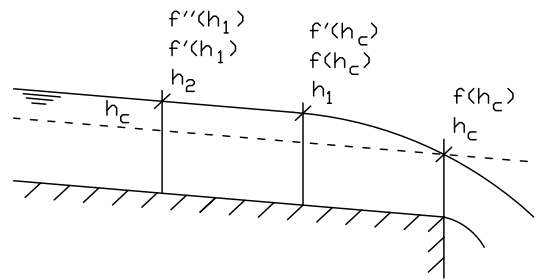


Figura 4.11: - Abordagem definitiva de cálculo hidráulico com a lei de resistência de Colebrook-White

A aplicação desta metodologia de cálculo resultou em alturas de água aceitáveis como se pode observar. Na Figura 4.12 está representado o cálculo, com uma discretização de 1000 intervalos, do regime lento, o cálculo do regime rápido e a altura crítica do escoamento para que se possa observar o ponto em que o regime altera.

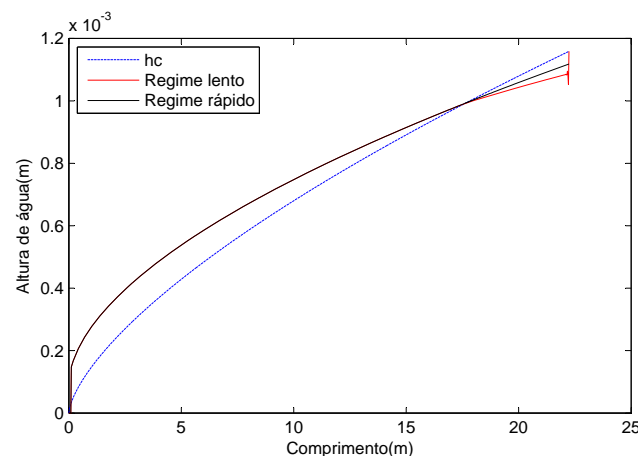


Figura 4.12: Aplicação da metodologia definitiva de cálculo hidráulico com a lei resistência de Colebrook-White

Há que realçar o facto das alturas de água obtidas com esta metodologia de cálculo, quando comparadas com as alturas de água da segunda metodologia (Figura 4.10) são muito idênticas para uma discretização muito elevada. Contudo, este método permite aplicar discretizações menores, o que diminui o tempo de cálculo do programa e fornece valores de alturas de água reais não havendo oscilação de alturas de água como se observou no segundo método.

Na Figura 4.12 está representada toda a modelação referente ao cálculo das alturas de água tanto em regime lento como rápido. Como foi referido no Capítulo 4 numa primeira fase calcula-se as alturas de água de jusante para montante assumindo que o regime é lento. A linha a vermelho representa esse cálculo e os resultados utilizados para a linha de água final são os que estão a montante do ponto de transição de regime. Na segunda fase da modelação é realizado o cálculo do

regime rápido, representado a preto, e as alturas de água obtidas são de facto inferiores às alturas críticas. A montante do ponto de mudança de regime todas as alturas de água calculadas são as finais.

Depois de definida a metodologia final de cálculo realizou-se a análise dos troços AR1 e ZSe3, à semelhança da lei de Hagen-Poiseuille, com os mesmos dados de entrada: intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h, número de Reynolds correspondente a escoamentos em pressão (equação 3.23), temperatura do pavimento 10°C e D intervalos de discretização.

O tipo de pavimento e a respectiva microrugosidade também não influenciam directamente o cálculo hidráulico neste caso, apenas a altura de areia é determinante neste caso  $k$ . Assim, o tipo de pavimento não é especificado, à semelhança da lei de Hagen-Poiseuille, mas a altura de areia tem de ser determinada, pelo que se definiu uma altura de areia de 1,2 mm para as análises posteriores.

#### – Troço AR1

Na aplicação desta lei de resistência ao troço AR1 o cálculo concretizou-se, no entanto a jusante da linha de água os resultados não representam o escoamento real (Figura 4.13). Contudo, a interrupção da continuidade da altura de água dá-se no início da linha de água devido à elevada resistência ao escoamento, e assim, é desprezado este facto e considera-se válida a modelação. Esta premissa não altera o cálculo hidráulico, uma vez que o cálculo é realizado de montante para jusante naquela posição.

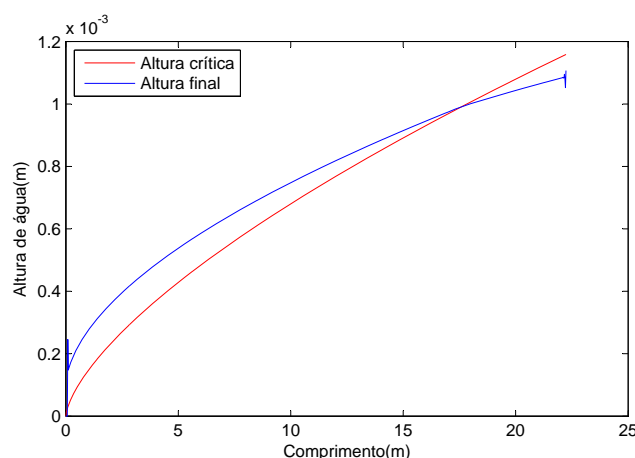


Figura 4.13: Altura de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h e  $D=1000$  - AR1

Dado que esta análise foi realizada e verificada para uma intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h foi necessário observar o comportamento da modelação face a intensidades de precipitação mais elevadas.

Numa primeira análise realizou-se o cálculo das alturas de água com uma discretização com 1000 intervalos para as intensidades de precipitação efectiva de 20 e 40 mm/h. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4.14:

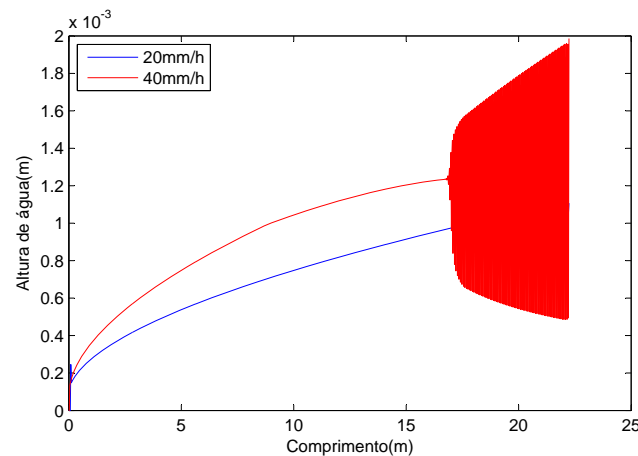


Figura 4.14: Altura de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 20 e 40 mm/h e  $D=1000$  - AR1

A utilização de uma discretização elevada no cálculo do escoamento para caudais mais elevados não é conclusiva. É necessário aumentar a distância entre os pontos de discretização para se conseguir finalizar o cálculo das alturas de água com exactidão.

Assim, com o aumento da distância entre os pontos de cálculo conseguiu-se definir as alturas de água. Continuou-se a aumentar os valores da intensidade de precipitação e os resultados para a discretização de 100 intervalos estão apresentados na Figura 4.15.

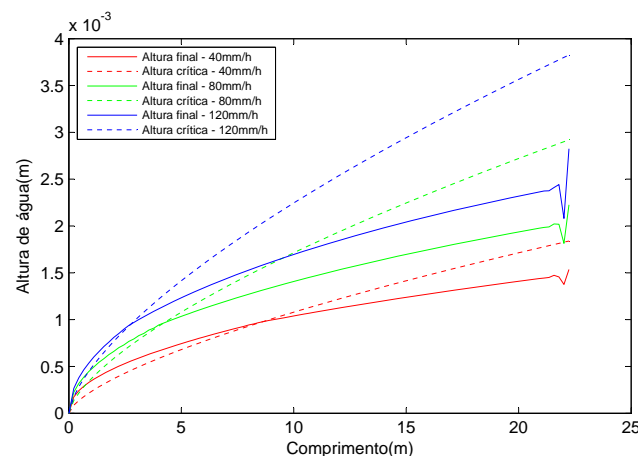


Figura 4.15: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com  $D=100$  - AR1

Da análise dos resultados da Figura 4.15 pode-se observar uma diminuição do comprimento do regime lento, e consequente aumento do rápido, com o aumento do caudal a escoar. O mesmo foi observado durante a aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille ao caso de estudo.

Representaram-se os factores de resistência para cada intensidade de precipitação efectiva (Figura 4.16) e observou-se que com o aumento do caudal diminuiu o factor de resistência. Assim, as perdas de carga diminuem e as alturas de água aumentam.

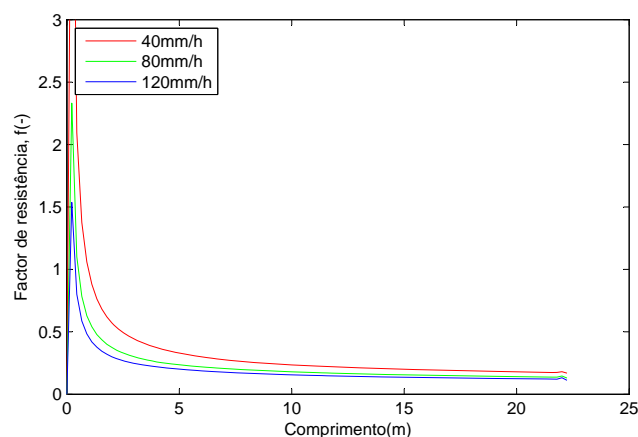


Figura 4.16: - Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com  $D=100$  - AR1

A aplicabilidade desta lei para diferentes intensidades de precipitação fica assim verificada, contudo é necessário diminuir a discretização. Com a representação do factor de resistência entende-se que este não tende para zero como acontece com a lei de resistência de Hagen-Poiseuille.

#### – Troço ZSe3

*Maior linha de água:*

Realizou-se o cálculo das alturas de água da maior linha de água com uma discretização de 200 intervalos Figura 4.17.

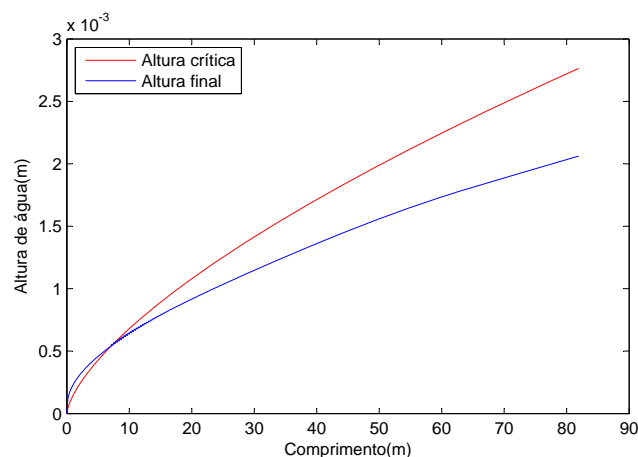


Figura 4.17: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com  $D=200$  - 115/ZSe3

*Menor linha de água:*

Em zonas em que o comprimento da linha de água é muito reduzido o cálculo não se realiza correctamente. Tal acontece devido à impossibilidade de cálculo dos factores de resistência resultando em valores imaginários e a altura de água está muito próxima do regime crítico, podendo este ser um factor determinante no êxito de cálculo. Foi então necessário impor a finalização do cálculo das linhas de água quando o cálculo do factor de resistência não era real.

A discretização utilizada nesta análise foi de 500 intervalos (Figura 4.18).

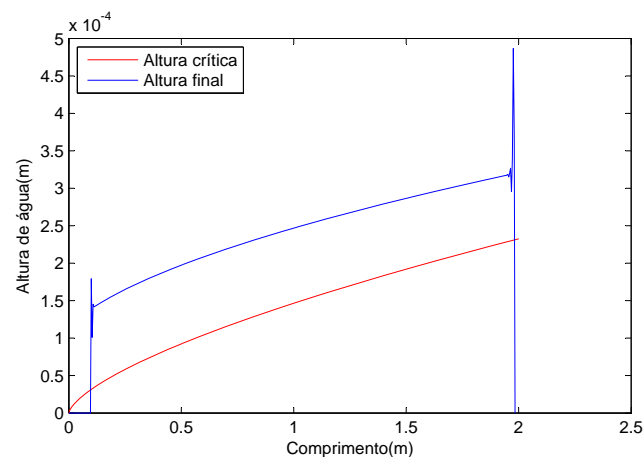


Figura 4.18: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com  $D=500 - 77/ZSe3$

Em anexo apresenta-se o resultado da análise do troço ZSe3 com uma discretização de 200 intervalos (Apêndice A.2). Sabe-se que a menor linha de água não apresenta um bom comportamento face a esta discretização, no entanto visto que esta linha de água apenas ocorre na berma não tem grande importância na análise do escoamento.

### 4.2.3 Manning-Strickler

A utilização da lei de resistência de Manning-Strickler deverá resultar em valores muito idênticos aos valores obtidos através da equação de Anderson, uma vez que esta equação foi deduzida com a mesma lei de resistência e os valores do coeficiente de Manning utilizados na modelação são os propostos por Anderson [9]. Desta forma espera-se obter resultados muito semelhantes.

Na metodologia a utilizar os coeficientes de Manning estão bem definidos uma vez que não dependem da altura de água. Desta forma o cálculo é simples e não necessita de maiores cuidados.

Os valores obtidos na análise apresentada em seguida foram obtidos com os seguintes dados de entrada: tipo: pavimento em betão betuminoso drenante, intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h, altura de areia e 1,2 mm.

### – Troço AR1

Na análise do troço AR1 utilizou-se uma discretização bastante elevada de 10000 intervalos. A escolha deste valor deve-se à influência da discretização nos resultados a jusante da linha de água. Este detalhe está explicado em pormenor posteriormente.

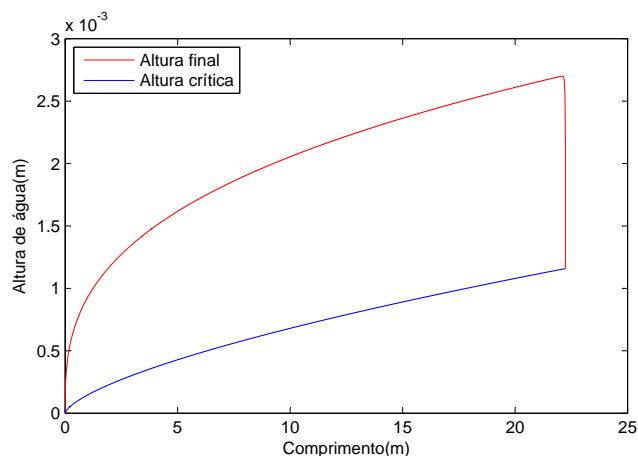


Figura 4.19: Altura de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h

Para confirmar a generalidade do programa aplicou-se a modelação para diferentes intensidades de precipitação, em conformidade do que se fez nas restantes leis de resistência, e verificou-se a aplicabilidade do programa a outras intensidades de precipitação (Figura 4.20). Os resultados apresentados são as alturas de água de escoamento, ou seja, não se retirou a profundidade média das asperezas.

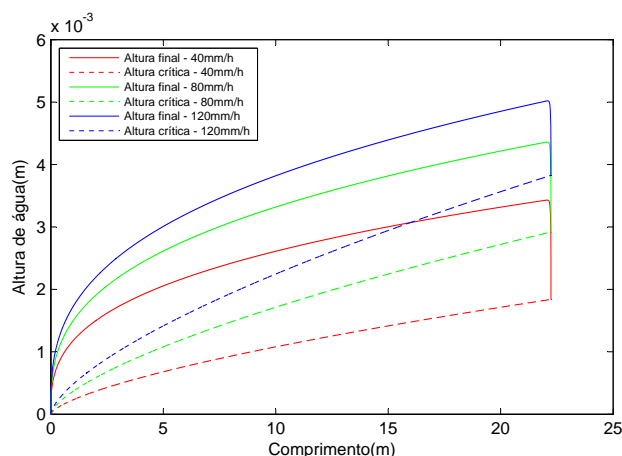


Figura 4.20: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com D=10000 - AR1

De acordo com o que se observou na aplicação das restantes leis de resistência, o aumento da intensidade de precipitação obrigou o aumento dos factores de resistência, esperou-se obter

a mesma influência nos coeficientes de Manning. Assim, representaram-se os coeficientes de Manning das respectivas leis de resistência na Figura 4.21 e verificou-se a mesma influência observada nos casos anteriores.

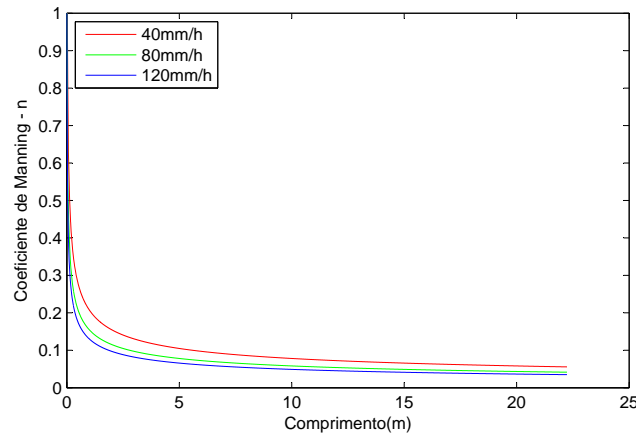


Figura 4.21: Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 40, 80 e 120 mm/h com  $D=10000$  - AR1

### – Troço ZSe3

A análise de duas linhas de água com características diferentes permite verificar a compatibilidade desta lei de resistência com os valores obtidos da equação de Anderson [9]. Nesta análise diferencia-se a altura de escoamento, ou altura de água, da espessura de lâmina de água que é referente à altura de água acima das asperezas. Esta separação deve-se ao facto de a altura de Anderson ser a altura de água acima do topo das asperezas.

#### *Menor linha de água:*

De acordo com o perfil longitudinal da linha de água 77 (Figura 4.22), menor linha de água do troço ZSe3, o cálculo da altura total de escoamento está representado com uma linha a vermelho e a altura da lâmina de água está representada com uma linha descontínua a vermelho. Assim, os resultados de espessuras de lâmina de água obtidos significam que o escoamento é todo abaixo do topo das asperezas. A linha azul representa a altura de Anderson. Pode-se concluir que para pequenas linhas de água os resultados obtidos pela equação de Anderson ou pela modelação da lei de Manning-Strickler são iguais.



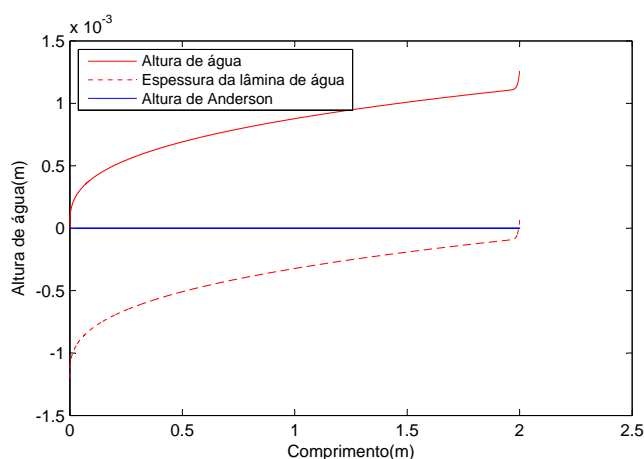


Figura 4.22: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h com  $D=10000 - 77/Zse3$

*Maior linha de água:*

O gráfico da maior linha de água (Figura 4.23) está representado da mesma forma que o gráfico anterior. Como se pode verificar os resultados obtidos pela equação de Anderson e com a modelação realizada são idênticos. As linhas de água estão sobrepostas.

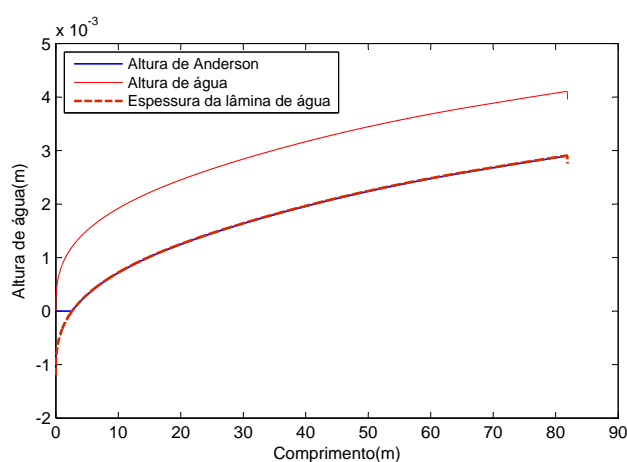


Figura 4.23: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler com intensidades de precipitação efectiva de 20 mm/h com  $D=10000 - 115/Zse3$

### Influência da discretização:

Na modelação da lei de Manning-Strickler foi necessário sugerir uma estimativa inicial para o cálculo hidráulico iniciar. Em toda a modelação desta lei a estimativa inicial imposta é igual à altura de referência (altura crítica a jusante) somada de 6 mm. Esta premissa obriga a utilização de discretizações elevadas, pois se a discretização não o for o cálculo das alturas de água é bastante influenciado pela estimativa inicial até este estabilizar.

Todas as análises realizadas anteriormente consideraram uma discretização de 10000 intervalos. Contudo, poder-se-ia considerar discretizações mais reduzidas mas era necessário ter em conta que a jusante da linha de água as alturas não eram reais.

Serão apresentados os resultados obtidos para diferentes discretizações de cálculo para a maior linha de água e a menor linha de água.

*Menor linha de água:*

Na análise da menor linha de água o cálculo com 1000 intervalos de discretização não se conseguiu definir as alturas de água pelo que foi necessário começar com 2000 intervalos (Figura 4.24):

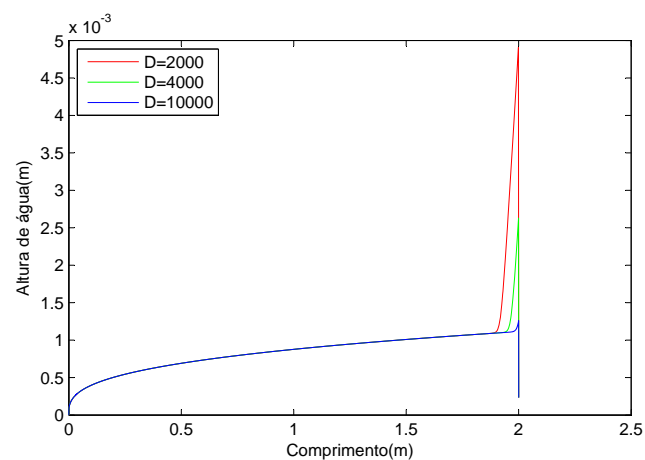


Figura 4.24: Análise da aplicação de lei de Manning-Strickler com várias discretizações para a linha 77 do caso ZSe3

A linha azul, com discretização de 10000 intervalos, é a que representa melhor o comportamento do escoamento. Para que se consiga obter esta precisão de cálculo nesta linha de água o espaçamento entre pontos de cálculo tem de ser inferior a 0,2 mm.

*Maior linha de água:*

Na tentativa de anular a grande variação entre o primeiro cálculo de altura de água e os restantes analisou-se esta linha de água para 1000, 2000 e 10000 intervalos. Os resultados obtidos estão representados na Figura 4.25:

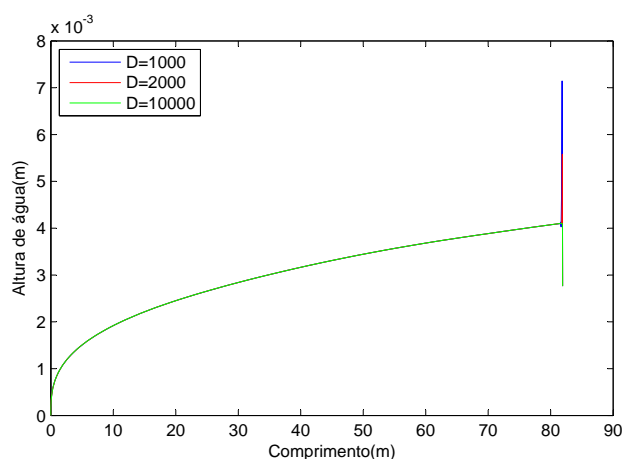


Figura 4.25: Análise da aplicação de lei de Manning-Strickler com várias discretizações para a linha 115 do caso ZSe3

Com o aumento da linha de água e respectivo caudal a necessidade de utilizar discretizações tão elevadas deixa de existir. No caso da Figura 4.25 os resultados para a discretização de 10000 intervalos, com espaçamentos de 8 mm entre pontos de cálculo, são bastante precisos.

Conclui-se desta análise que é necessário realizar o cálculo com uma discretização bastante elevada para que se represente razoavelmente a linha de água.

A aplicação desta modelação torna-se ineficaz quando comparada com a equação de Anderson [9], pois os valores obtidos são muito semelhantes e com a utilização da equação de Anderson o cálculo é mais rápido e não é necessária uma preocupação com a discretização a utilizar.

### 4.3 Análise comparativa das leis de resistência

Neste tópico vai-se apresentar a análise comparativa das três leis de resistência modeladas dos resultados obtidos anteriormente. Serão comparadas nesta fase as alturas de escoamento  $h$  (Figura 4.26), independentes da altura de areia.

Os resultados da Figura 4.26 baseiam-se na análise do AR1 com os mesmos dados de entrada utilizados na análise individual das leis de resistência: intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h, altura de areia de 1,2 mm e pavimento betuminoso drenante.

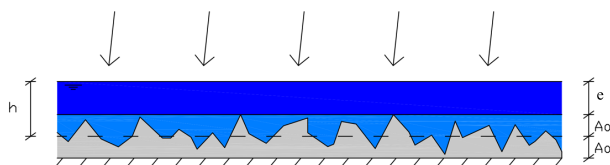


Figura 4.26: Corte longitudinal do escoamento com detalhe da macrorrugosidade

Como se pode verificar pelo gráfico das alturas de água (Figura 4.27) a utilização da lei de resistência de Manning-Strickler resulta em valores bastante superiores aos resultados das leis de resistência de fundamento teórico. Se tivermos em conta que a profundidade média das asperezas é de 1,2 mm para pavimentos betuminosos drenantes, valor considerado na modelação, apenas a altura de água de Manning-Strickler fornece valores acima das asperezas.

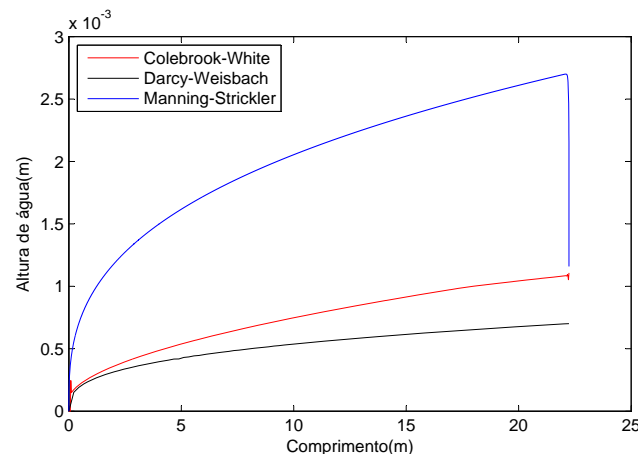


Figura 4.27: Análise comparativa das alturas de água entre leis de resistência

Apesar de apenas estar representado o pavimento betuminoso drenante o mesmo se verificou para os restantes.

Na tentativa de entender o porquê da grande diferença de alturas de água entre a lei de resistência empírica e as leis de resistência teóricas, questionou-se a influência da macrorugosidade e do número de Reynolds no cálculo das alturas de água em cada lei. A análise da influência do número de Reynolds é realizada no tópico 4.4 e a influência da macrorugosidade nos resultados finais das alturas de água é realizada no tópico 4.6.

#### 4.4 Influência do número de Reynolds nas alturas de água

A primeira abordagem na modelação das leis de resistência foi admitir que as leis com formulação teórica, Colebrook-White e Darcy-Weisbach, eram modeladas com o número de Reynolds da equação 3.22, e a lei de Manning-Strickler era aplicada com o número de Reynolds da equação 3.23. Assim, a formulação do número de Reynolds era diferente nas modelações. Com os resultados obtidos anteriormente percebeu-se que as alturas de água de Manning-Strickler eram significativamente mais elevadas que as restantes. Procurou-se aplicar a mesma definição do número de Reynolds para todas as leis de resistência.

A alteração do número de Reynolds apenas se realizou para as leis de resistência teóricas, não se alterou para a lei de resistência de Manning-Strickler devido à natureza dos coeficientes de Manning determinados por Anderson [9], os mesmos utilizados na modelação desta lei que assumem o número de Reynolds calculado pela equação 3.23.

Aplicando a equação 3.23 no cálculo do número de Reynolds este diminui quatro vezes. Com esta diminuição é intuitivo que o factor de resistência da equação de Darcy-Weisbach aumente. Então é expectável que as alturas de água também aumentem uma vez que as perdas de carga também aumentam.

Já com a lei de resistência de Colebrook-White esta conclusão não é intuitiva pelo que serão representados os factores de resistência dos dois casos.

Note-se que os dados de entrada utilizados nesta análise são os mesmos utilizados na análise individual das leis de resistência.

A utilização da equação 3.23 na formulação do número de Reynolds tem grande influência nos resultados finais, uma vez que se está a tratar alturas de água da ordem dos milímetros. De acordo com a Figura 4.28 os factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille aumentaram significativamente. Este aumento é exacto e é de quatro vezes, visto que o factor de resistência é inversamente proporcional ao número de Reynolds.

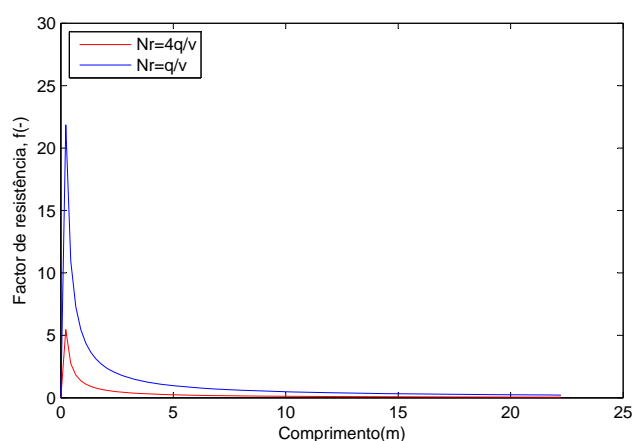


Figura 4.28: Factores de resistência da aplicação da lei de Hagen-Poiseuille para diferentes formulações do número de Reynolds

O aumento das alturas de água é verificado (Figura 4.29) e tem alguma relevância se se tiver em conta a necessidade de caracterizar a espessura de lâmina de água, em que é necessário retirar a altura de areia do pavimento.

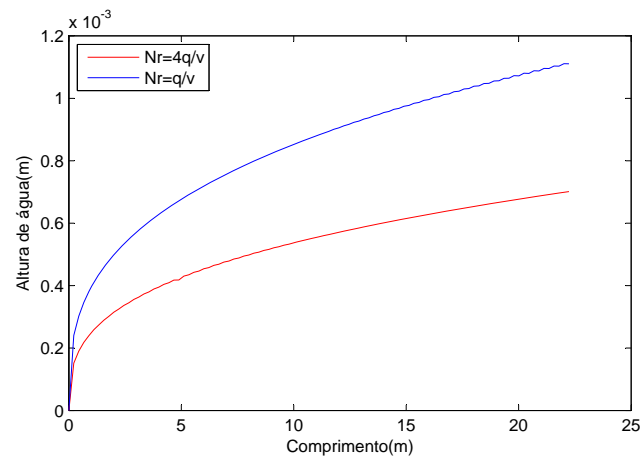


Figura 4.29: Alturas de água da aplicação da lei de Hagen-Poiseuille para diferentes formulações do número de Reynolds

Na utilização da lei de resistência de Colebrook-White esperava-se que ocorresse algo semelhante ao que se observou na lei de Hagen-Poiseuille alterando o número de Reynolds. Os resultados obtidos mostram a mesma influência desta alteração na aplicação desta lei (Figura 4.30).

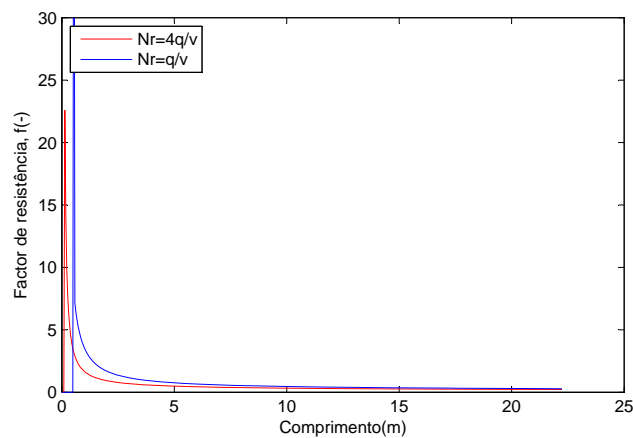


Figura 4.30: Factores de resistência da aplicação da lei de Colebrook-White para diferentes formulações do número de Reynolds

Os factores de resistência aumentaram com a diminuição do número de Reynolds e este aumento varia bastante ao longo da linha de água. Como consequência desse aumento as alturas de água também aumentaram à semelhança do que se observou na lei de Hagen-Poiseuille, contudo esse aumento não foi tão significativo (Figura 4.31).

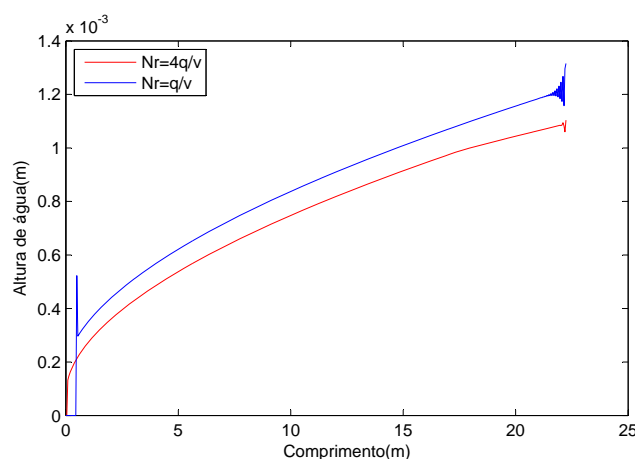


Figura 4.31: Alturas de água da aplicação da lei de Colebrook-White para diferentes formulações do número de Reynolds

Nas figuras representativas dos factores de resistência é possível observar que a montante da linha de água a resistência tende mais rapidamente para infinito no caso do número de Reynolds equivalente à equação 3.23 originando um início de escoamento tardio, ou seja, a resistência é tão elevada que o escoamento apenas dá início a partir dum certo caudal.

## 4.5 Análise comparativa dos vários tipos de pavimento

Dada a natureza da formulação da lei de resistência de Colebrook-White a alteração do tipo de pavimento apenas altera o cálculo se a profundidade média das asperezas alterar. A equação de Colebrook-White é função da rugosidade absoluta, mas se esta for igual entre dois tipos de pavimento esta lei não os distingue ao contrário da lei de Manning-Strickler que realiza o cálculo com dependência dos coeficientes de Manning de cada tipo de pavimento, determinados empiricamente. Assim, independentemente do tipo de pavimento e da respectiva microrugosidade as alturas de água são apenas função da altura de areia.

A lei de Darcy-Weisbach é apenas função do número de Reynolds e assim a modelação desta lei é independente da rugosidade do pavimento. Então esta lei de resistência não será alvo de análise na comparação dos tipos de pavimento.

Apenas é relevante comparar os diferentes tipos de pavimento, com a mesma altura de areia, para a lei de resistência de Manning-Strickler. Assim, os resultados apresentados para os diferentes tipos de pavimento têm por base a lei de Manning-Strickler. A modelação de Colebrook-White servirá apenas de análise para diferentes alturas de areia devido aos motivos já apresentados.

A análise comparativa dos vários tipos de pavimento da lei de resistência de Manning-Strickler foi realizada considerando que as alturas de areia eram iguais,  $Aa=1,2$  mm.

Os dados de entrada referentes aos resultados apresentados em seguida são: troço AR1, intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h, formulação do número de Reynolds com base na equação 3.23, temperatura do pavimento de 10°C e discretização com 10000 intervalos.

As maiores alturas de escoamento pertencem ao pavimento betuminoso drenante para o caso em que apresenta uma taxa de infiltração nula (Figura 4.32). Note-se que as linhas das alturas de água dos pavimentos betuminosos são bastante idênticas na sua forma além de terem valores algo distantes.

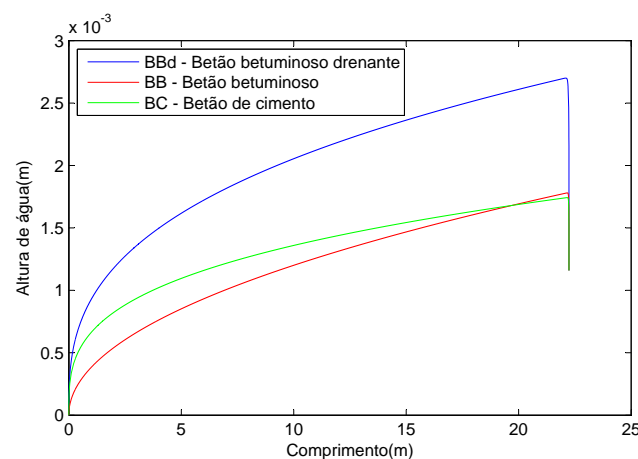


Figura 4.32: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler a diferentes tipos de pavimento com altura de areia de 1,2 mm com intensidade de precipitação efectiva de 20 mm/h

É necessário referir que a altura crítica a jusante do escoamento é de aproximadamente 1,3 mm. A presença de alturas superiores à altura crítica a jusante indica que todos os pavimentos apresentam regime lento no fim do escoamento.

Na Figura 4.33 pode-se observar os diferentes coeficientes de rugosidade de cada pavimento. A linha verde representa os pavimentos em betão de cimento e é a que dá valores mais elevados no final da linha de água o que resulta em menores alturas de escoamento (Figura 4.32). No entanto, a linha referente aos pavimentos betuminosos tem valores mais elevados a montante resultando em alturas de escoamento inferiores a montante, mas superiores ao pavimento de betão de cimento a jusante. O pavimento betuminoso drenante tem coeficientes de rugosidade bastante inferiores que os restantes e consequentes alturas de escoamento elevadas.



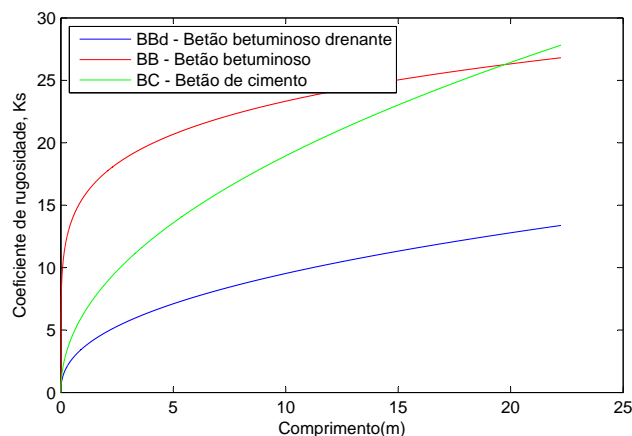


Figura 4.33: Coeficientes de rugosidades da aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler a diferentes tipos de pavimento com altura de areia de 1,2 mm

Desta análise pode-se concluir, como seria de esperar, que para pavimentos com coeficientes de rugosidade mais elevados, ou coeficientes de Manning menores, as alturas de água são menores quando comparadas com pavimentos com coeficientes de rugosidade inferiores.

A análise comparativa dos vários tipos de pavimento da lei de resistência de Colebrook-White foi realizada considerando que as alturas de areia são diferentes entre tipos de pavimento.

Os dados de entrada utilizados nesta análise são iguais aos referentes à análise anterior à exceção das alturas de areia. A particularidade desta análise é a utilização de diferentes alturas de areia, pois só assim se conseguiria variar os factores de resistência da equação de Colebrook-White. Foram analisados pavimentos com alturas de areia de 0,5, 0,7 e 1,2 mm, valores correntes em pavimentos rodoviários.

Na Figura 4.34 estão apresentados os valores das alturas de água obtidas a partir da modelação da lei de resistência de Colebrook-White. Os valores mais elevados de alturas de água correspondem ao pavimento com maior profundidade média das asperezas.

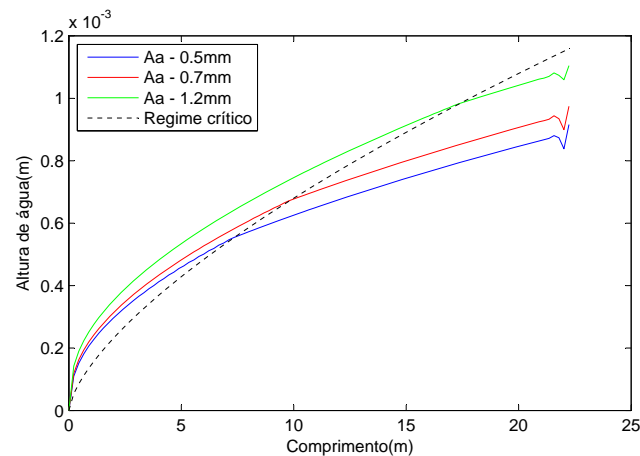


Figura 4.34: Alturas de água da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia

Um pavimento com maior altura de areia resulta em valores de factor de resistência também superiores (Figura 4.35), derivado da equação de Colebrook-White, e consequentemente perdas de carga maiores. Assim, é de esperar que com o aumento da altura de areia aumente também a altura de água de escoamento, o que se verifica na figura anterior.

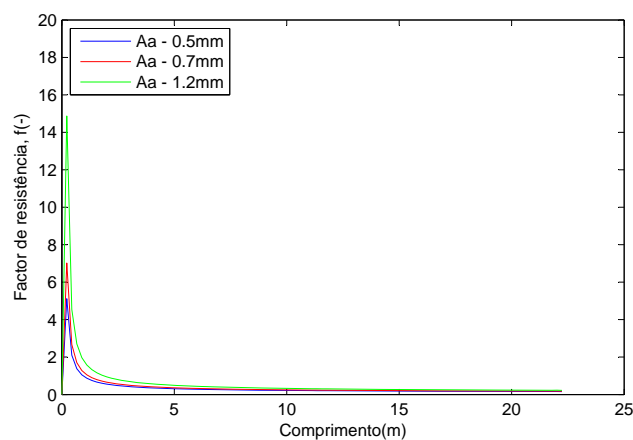


Figura 4.35: Factores de resistência da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia

Para complementar o comentário anterior representaram-se as velocidades de escoamento (Figura 4.36) e verifica-se que as velocidades correspondentes ao pavimento com maior altura de areia são as menores, como esperado.

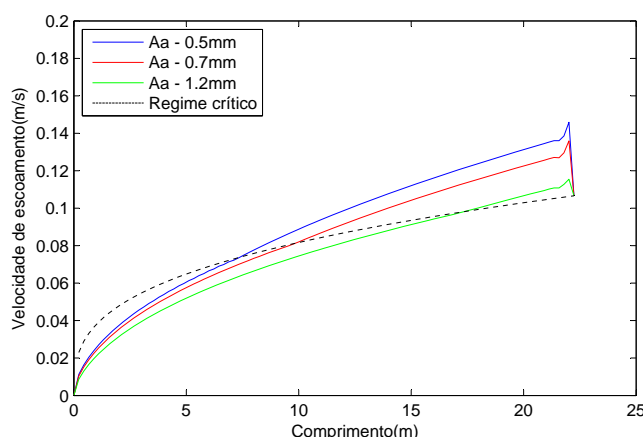


Figura 4.36: Velocidades de escoamento da aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia

## 4.6 Influência da macrorugosidade nas alturas de água

Neste tópico será analisada a influência da macrorugosidade no cálculo das alturas de escoamento e os resultados analisados são referentes às análises realizadas anteriormente.

A utilização da equação de Anderson [9] resulta directamente em valores de espessuras de água, água acima do topo das asperezas.

A aplicação das leis de resistência de Colebrook-White e Hagen-Poiseuille apresenta valores de alturas de água bastante inferiores comparativamente com os valores obtidos pela lei de Manning-Strickler, como foi demonstrado anteriormente.

A equação de Colebrook-White é função da rugosidade absoluta ou equivalente, ou seja, a profundidade média das asperezas influencia o cálculo das alturas de água directamente. De acordo com a Figura 4.37 as alturas de escoamento são superiores no pavimento com maior altura de areia.

Questionou-se a necessidade de subtracção do valor da altura da profundidade média das asperezas e verificou-se a mesma. Se não fosse necessário subtrair a altura de areia a macrotextura não influenciaria correctamente a altura de água. Sabe-se que com o aumento da macrorugosidade a altura de água acima das asperezas diminui, o que não está representado pelos resultados obtidos. Desta forma procedeu-se a subtracção das alturas de areia nas respectivas alturas de escoamento e obteve-se:

Na Figura 4.37 estão representadas as alturas de água acima das asperezas de Colebrook-White e pode-se verificar a influência da altura de areia nos resultados finais. O pavimento com altura de areia de 1,2 mm não está visível no gráfico porque os resultados são inferiores ao topo das asperezas. Apesar de as alturas de escoamento serem maiores para pavimentos com alturas de areia superiores, consequência do factor de resistência, as alturas acima das asperezas são menores.

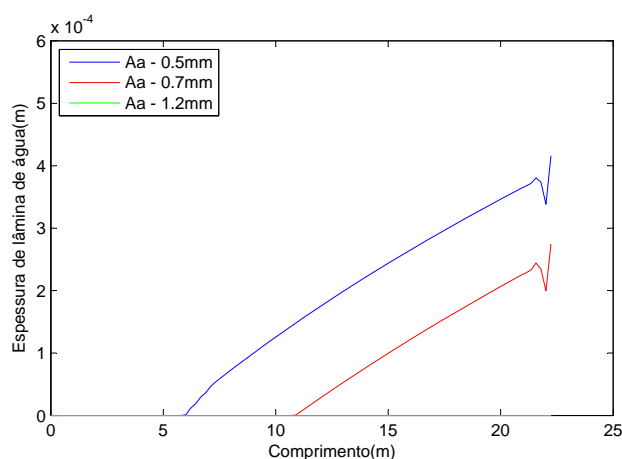


Figura 4.37: Espessuras de lâminas de água com a aplicação da lei de resistência de Colebrook-White a diferentes alturas de areia

Na utilização da lei de resistência de Hagen-Poiseuille o cálculo do factor de resistência não é influenciado pela profundidade média das asperezas, e consequentemente a altura de água calculada não é também influenciada. Para o escoamento ser laminar as velocidades têm de ser bem definidas e para que tal aconteça o pavimento tem de ser suficientemente liso, que não é o caso.

Poder-se-ia assumir que na aplicação desta lei de resistência os resultados a obter referem directamente os resultados acima das asperezas, contudo nesta situação estar-se-ia a desprezar a influência da rugosidade do pavimento.

## 4.7 Caracterização final da espessura da lâmina de água

Após as análises de sensibilidade realizadas anteriormente e de acordo com os resultados obtidos na análise da influência do número de Reynolds optou-se por aplicar a equação 3.23 para todas as leis de resistência e concluiu-se que é necessário subtrair as alturas de areia em todas as leis de resistência para se obter as alturas de água acima do topo das asperezas.

A análise realizada é referente ao troço AR1 com uma temperatura de pavimento de 10°C, a mesma analisada por Soares [2], e intensidade de precipitação de 45 mm/h (Apêndice B). Assim, aplicaram-se os parâmetros referidos anteriormente e obtiveram-se as seguintes espessuras de lâmina de água:

### – Pavimento em betão betuminoso drenante

Este tipo de pavimento é caracterizado pela sua capacidade de infiltração. Então, é necessário considerar infiltração positiva e de acordo com o caso prático realizado por Soares [2] considerou-se uma taxa de infiltração de 5% que representa uma má permeabilidade deste pavimento devido à colmatação dos poros. Foi considerado este valor para que se pudesse representar um pavimento drenante com alguma idade. Note-se que para uma boa

permeabilidade este pavimento é uma boa solução quando comparado com os restantes, contudo esta análise não é o objectivo da dissertação.

A altura de areia comum neste tipo de pavimento é de 1,2 mm. Com a aplicação de uma intensidade de precipitação de 45 mm/h e consequente intensidade de precipitação efectiva resultaram as espessuras de lâmina de água apresentadas na Figura 4.38. No Apêndice B.1 está apresentada a análise completa.

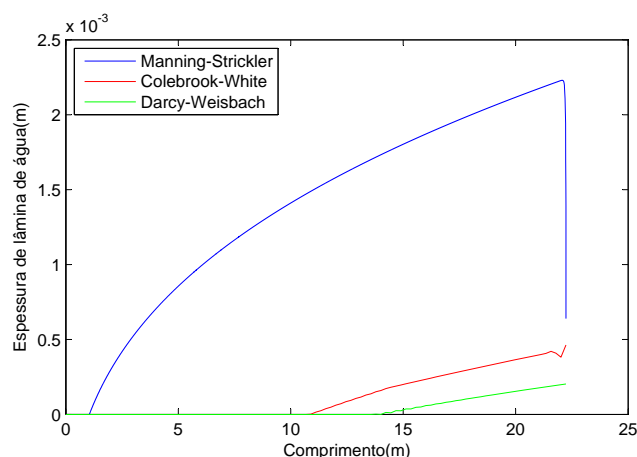


Figura 4.38: Espessuras de lâmina de água finais para BBD com intensidade de precipitação efectiva de 40mm/h

#### – Pavimento em betão betuminoso

A grande diferença entre este tipo de pavimento e o pavimento em betão betuminoso drenante é a capacidade de drenagem. A taxa de infiltração deste pavimento é nula e os valores de altura de areia são mais reduzidos. Assim, considerando que a altura de areia é de 0,7 mm e a intensidade de precipitação efectiva é de 45 mm/h tem-se as seguintes espessuras de lâmina de água Figura 4.39:

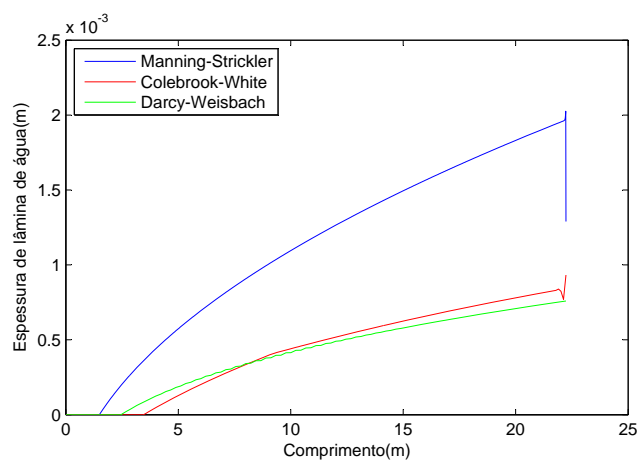


Figura 4.39: Espessuras de lâmina de água finais para BB com intensidade de precipitação efectiva de 45mm/h

A análise deste tipo de pavimento é apresentada no Apêndice B.2

– **Pavimento em betão de cimento**

A experimentação do betão de cimento tem por base uma altura de areia de 0,5 mm. Os resultados obtidos para a linha de água em análise estão representados na Figura 4.40 e para o troço completo no Apêndice B.3.

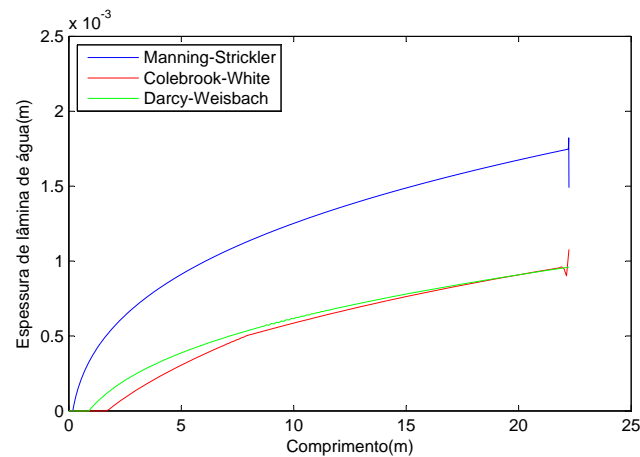


Figura 4.40: Espessuras de lâmina de água finais para BC com intensidade de precipitação efectiva de 45mm/h

Em todas as análises realizadas a lei de resistência de Manning-Strickler apresenta valores consideravelmente superiores às restantes leis.

Pode-se concluir que o recurso de formulações teóricas na representação da resistência ao escoamento resulta em valores de espessuras de água menos conservadoras comparativamente à formulação empírica analisada.

## Capítulo 5

# Considerações finais

### 5.1 Conclusões

No presente estudo sobre escoamentos em pavimentos rodoviários, realizou-se uma análise hidráulica com o recurso a um modelo de cálculo automático que recorre a diferentes leis de resistência. Nos escoamentos de águas pluviais nas estradas as alturas de escoamento são bastante reduzidas, da ordem dos milímetros, especialmente quando comparadas com a macrorugosidade dos pavimentos, tanto betuminosos como de betão.

A lei de resistência mais frequentemente analisada é a de Manning-Strickler, contudo a aplicação da lei de Colebrook-White e de Hagen-Poiseuille também revelaram resultados aceitáveis. A falta de informação relativa a medições de campo e a grande dificuldade de definição das intensidades de precipitação resultam na incapacidade de verificação dos resultados obtidos na modelação realizada. Assim, apenas se pode comparar os resultados obtidos com os valores provenientes da equação proposta por Anderson [9].

Com os valores de natureza empírica disponibilizados para a aplicação da lei de resistência de Manning-Strickler conclui-se que, para esta lei, os valores obtidos são em tudo semelhantes aos de Anderson [9]. Já as restantes leis de resistência, que produzem valores de alturas de água bastante menores. Estes resultados apenas se podem comparar com os resultados da aplicação da lei de Manning-Strickler devido à insuficiência de estudos incidentes sobre escoamentos em pavimentos rodoviários.

A aplicação da lei de resistência de Colebrook-White apresenta valores bastante inferiores comparativamente aos resultados de Anderson [9]. Desta forma, a utilização desta lei é menos conservativa e, como se está a tratar escoamentos muito reduzidos, uma ligeira variação nos resultados pode causar previsões muito erradas. Verificou-se que a formulação do número de Reynolds tem bastante influência nos resultados finais de espessuras de água. Os escoamentos determinados com esta lei apresentaram, em alguns casos, os dois tipos de regime. Também se concluiu que a microrugosidade do pavimento, dependente da camada de desgaste em análise, não influencia o cálculo das alturas de água. Apenas a macrorugosidade tem influência directa no cálculo dos factores de resistência de escoamento.

Na lei de resistência de Hagen-Poiseuille os valores obtidos aproximam-se dos valores de Colebrook-White, sendo também muito inferiores aos de Manning-Strickler. Esta lei não tem influência directa da macrorugosidade, uma vez que o factor de resistência é apenas calculado em função do número de Reynolds. Este parâmetro foi também preponderante no cálculo das alturas de água e ao diminuir o número de Reynolds as alturas de água aumentaram, à semelhança do que aconteceu na aplicação da lei de Colebrook-White.

Com a realização deste trabalho conseguiu-se implementar uma análise hidráulica a um modelo de análise geométrica genérico já existente, resultando um modelo apenas que permite a análise conjunta da geometria dos pavimentos rodoviários e da drenagem de águas pluviais nos mesmos. Assim, tem-se um programa pronto a ser validado e calibrado para posterior aplicação em casos reais.

## **5.2 Propostas de trabalhos futuros**

O modelo de análise realizado tem de ser validado através de medições laboratoriais ou de casos reais para que seja verificada a sua adequabilidade.

De futuro será importante construir uma ferramenta de medição de espessuras de água no terreno. A criação desta ferramenta possibilitará a medição de resultados específicos em função de intensidades de precipitação, contudo sabe-se que esta tarefa é muito difícil de realizar devido às pequenas alturas de escoamento.

Com o modelo revisto e verificado este pode ser utilizado em projecto, sendo importante na tomada de decisões relativas ao traçado das estradas.

A modelação da lei de resistência de Hagen-Poiseuille foi realizada com o recurso a dados experimentais algo distantes do caso de pavimentos rodoviários. Assim, seria também importante realizar a análise desta lei com dados de superfícies com rugosidades mais aproximadas.



# Bibliografia referenciada

- [1] MINISTÉRIO DA ADMINISTRAÇÃO INTERNA. Plano Nacional de Prevenção Rodoviária.
- [2] SOARES, A. Análise de ocorrência de hidroplanagem num caso real. Masters thesis, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [3] LENCASTRE, A. Hidráulica Geral. Armando Lencastre, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1996.
- [4] HORNE, W.B. e DREHER, R.C. Phenomena of pneumatic tire hydroplaning. national aeronautics and space administration. Langley Research Center, Langley Station, 1963.
- [5] COMFORT, G. Wet runway friction: Literature and information review. Prepared for Transportation Development Centre, On behalf of Aerodrome Safety Branch Transport Canada, 2001.
- [6] MOUNCE, J.M. e BARTOSKEWITZ, R.T. Hydroplaning and roadway tort liability. Texas Transportation Institute.
- [7] MINISTRY OF TRANSPORTATION OF ONTARIO. Article 1, get a grip! 16(3), Dezembro 2010.
- [8] BRANCO, F. *et al.* Pavimentos Rodoviários. Edições Almedina, 2006.
- [9] ANDERSON, D. *et al.* Improved surface drainage of pavement, final report. NCHRP - National Cooperative Highway Research Program. TRB - National Research Council, 1998.
- [10] OAKDEN, G.J. Design guide for highways with a positive collection system. Roading Directorate, Ministry of Works and Development, 1977.
- [11] CHESTERTON, J. *et al.* The use of the gallaway formula for aquaplaning evaluation in new zealand. Transportation and the Pursuit of Excellence, NZIHT Transit NZ 8th Annual Conference, 2006.
- [12] KRUGER, E. Drainage manual. The South African National Roads Agency SOC Limited, 2013.
- [13] GALLAWAY, B.M. *et al.* Pavement and geometric design criteria for minimizing hydroplaning.

- [14] DEPARTMENT OF TRANSPORT AND MAIN ROADS. Road drainage manual. Queensland Government, Março 2010.
- [15] SALPICO, F. Estudo de segurança rodoviária, o perigo grave de hidroplanagem nas estradas portuguesas . formulação de cálculo e propostas para resolução de problemas. OSEC Observatório de segurança de Estradas e Cidades, 2009.
- [16] KANE, M. e DO, M.T. Kinematic wave approach to model water depth on road surfaces during and after rainfall events. International Journal of Pavement Engineering, 2011.
- [17] QUARTERONI, A. *et al.* Numerical Mathematics. Springer-Verlag New York, Inc., 2000.
- [18] HAESTAD METHODS ENGINEERING STAFF. Computer Applications in Hydraulic Engineering, Connecting Theory to Practice. Haestad Methods, Inc.
- [19] WOO, D.C. e BRATER, E.T. Laminar flow in rough rectangular channels. Journal of Geophysical Research, 66(12), Dezembro 1961.
- [20] CLAMOND, D. Efficient resolution of the colebrook-white equation. <http://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/21990-colebrook-m>.

## Bibliografia consultada

FILHO, O. Características de Aderência de Revestimentos Asfálticos Aeroportuários Estudo de Caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas. Masters thesis, Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

FRANÇA, A. *A Comodidade e a Segurança como Critérios Condicionantes da Geometria de Traçado*. Ph.D. thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1988.

GRAF, W.H. *Fluvial Hydraulics, Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry*. John Wiley Sons, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1998.

JAE. *Normas de Traçado*. Junta Autónoma de Estradas, 1994.

JEONG, J. e CHARBENEAU, R.J. Diffusion wave model for simulating storm- water runoff on highway pavement surfaces at superelevation transition. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(10), Outubro 2010.

LENCASTRE, A. e FRANCO, F.M. *Lições de Hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Fundação Armando Lencastre, 2003.

ONG, G.P. e FWA, T.F. Wet-pavement hydroplaning risk and skid resistance: Modeling. *Journal of Transportation Engineering*, 133(10), Outubro 2007.

R2010a, M. *The Language of Technical Computing*. The MatlabWorks, 2010.

TAYFUR, G. *et al.* Applicability of st. venant equations for two-dimensional overland flows over rough infiltrating surfaces. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(1), Janeiro 1993.

ZHANG, W. e CUNDY, T.W. Modeling of two-dimensional overland flow. *Water resources research*, 25(9), Setembro 1989.



# **Apêndices**



## Apêndice A

### Análise inicial do escoamento

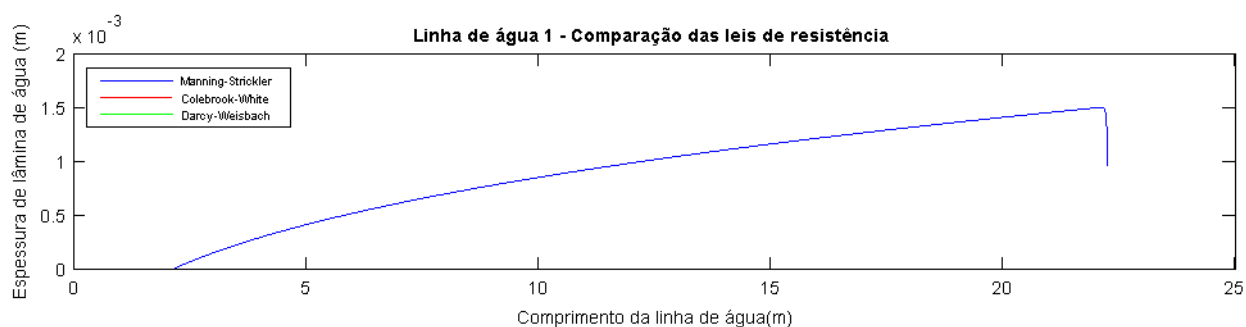
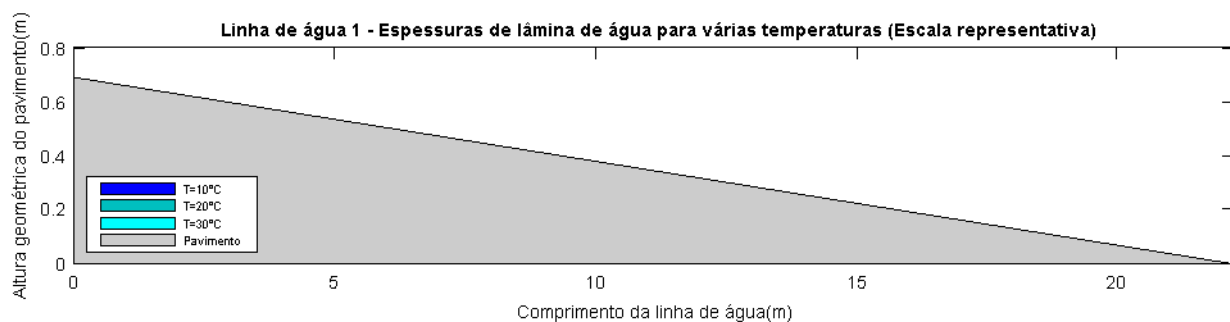
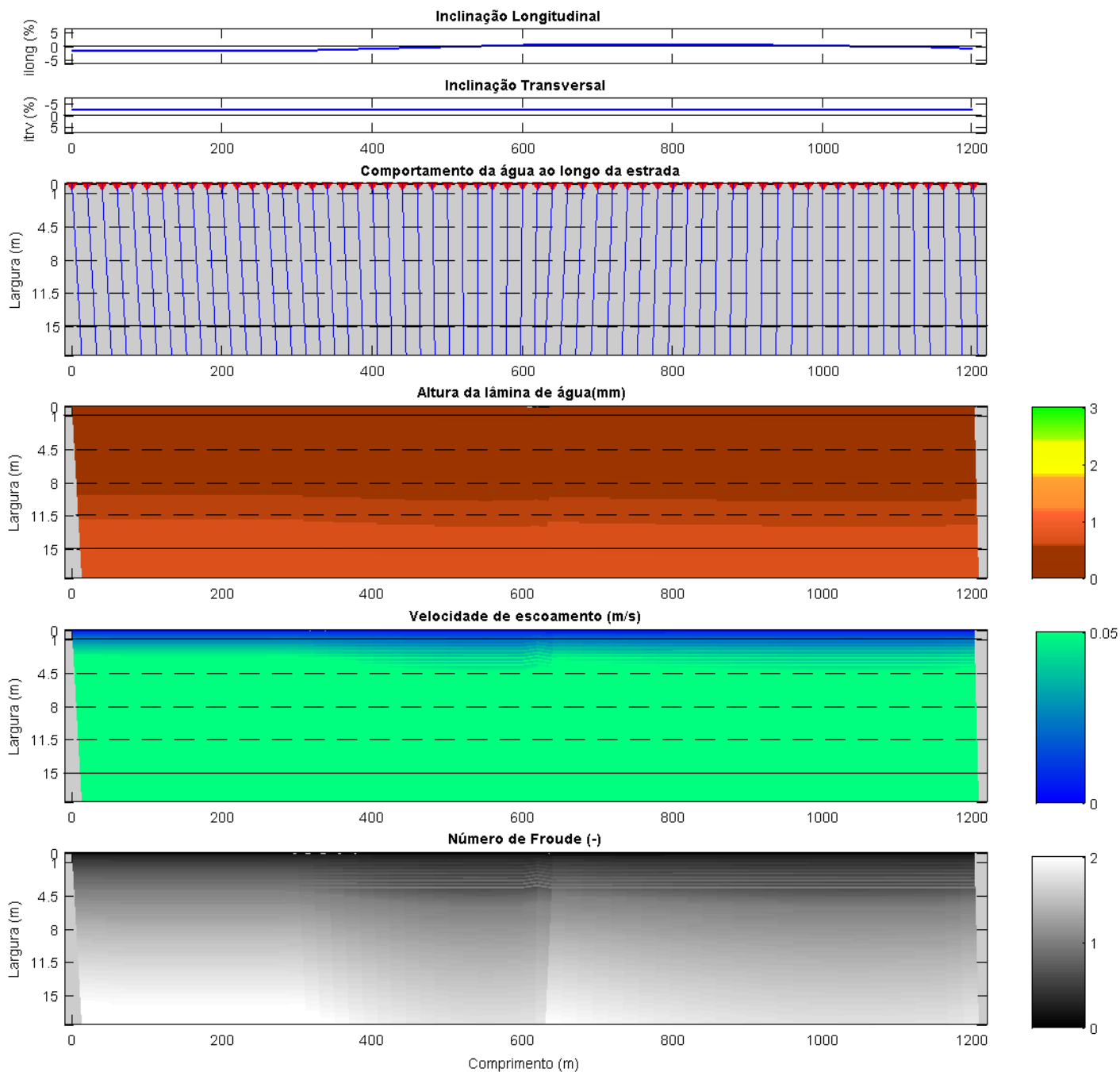
A apresentação dos resultados da análise hidráulica do escoamento em pavimentos rodoviários realizada tem a seguinte estrutura:

- As primeiras representações são referentes às características geométricas da estrada e ao comportamento da água ao longo do troço de estrada analisado;
- A segunda representação, *Altura da lâmina de água*, é altura de escoamento resultante do cálculo hidráulico da lei de resistência em análise;
- É apresentada a velocidade de escoamento de cada linha de água em planta;
- Na planta *Número de Froude* é representada a mudança de regimes, sendo branco o regime rápido e preto o regime lento de escoamento;
- O gráfico *Espessuras de lâmina de água para várias temperaturas* introduz os resultados do cálculo hidráulico para diferentes temperaturas da água, estando a altura geométrica do pavimento e as espessuras de lâmina de água apresentadas com uma escala representativa;
- O último gráfico relaciona todas as leis de resistência analisadas comparando as espessuras de lâmina de água.

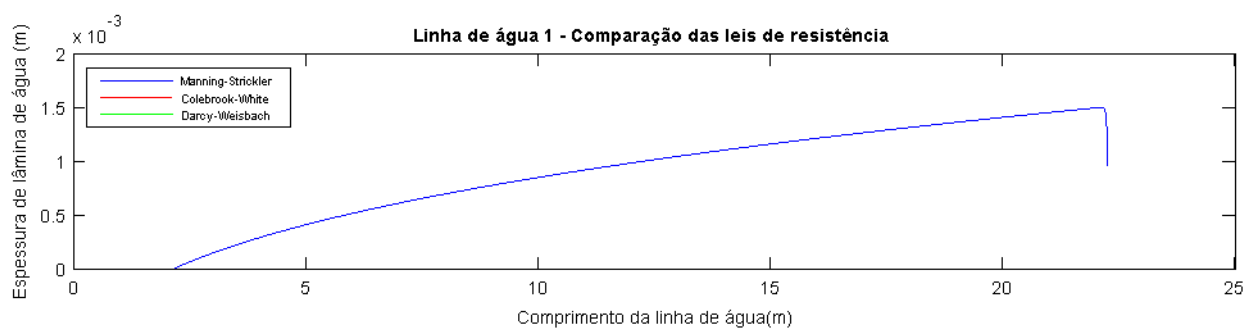
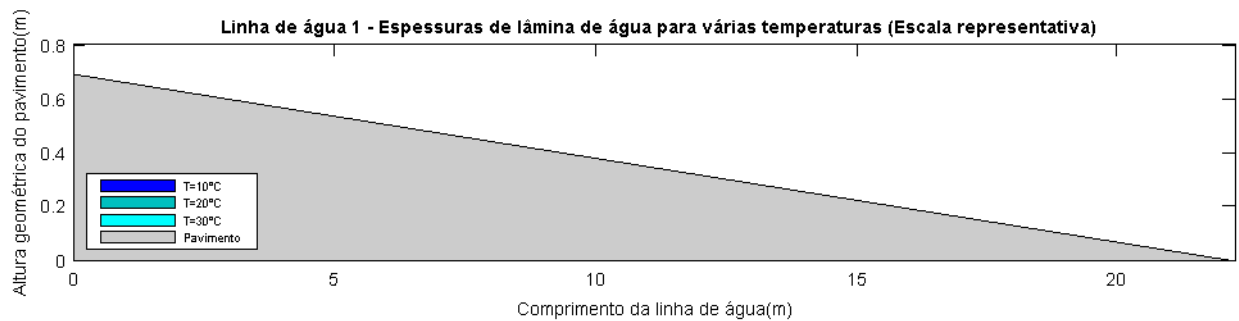
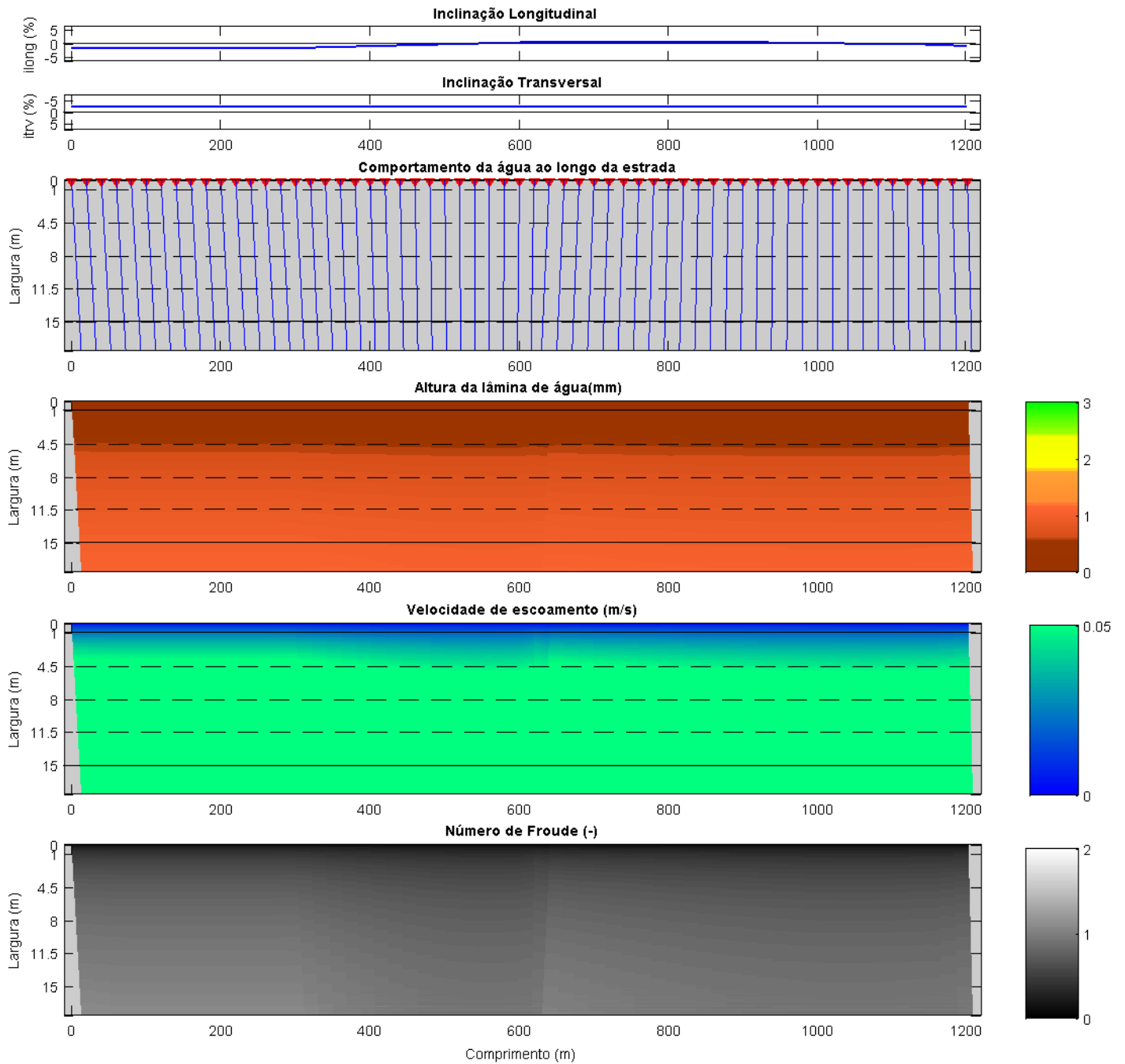
#### A.1 Alinhamento recto nº1 - AR1

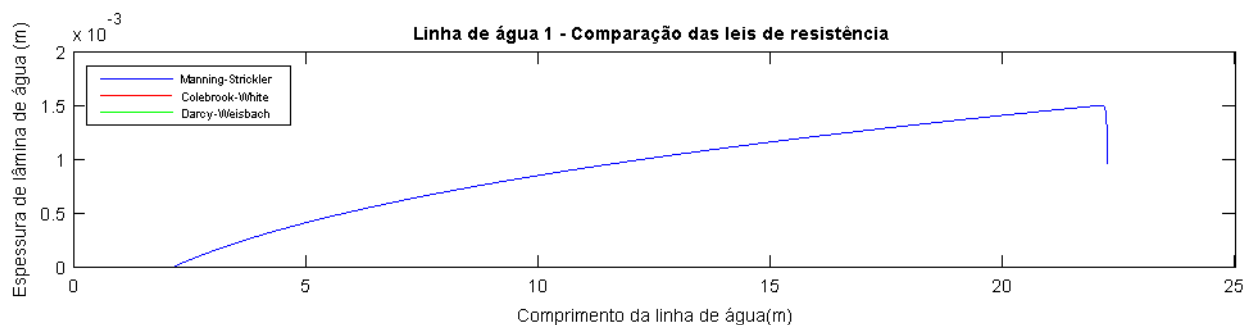
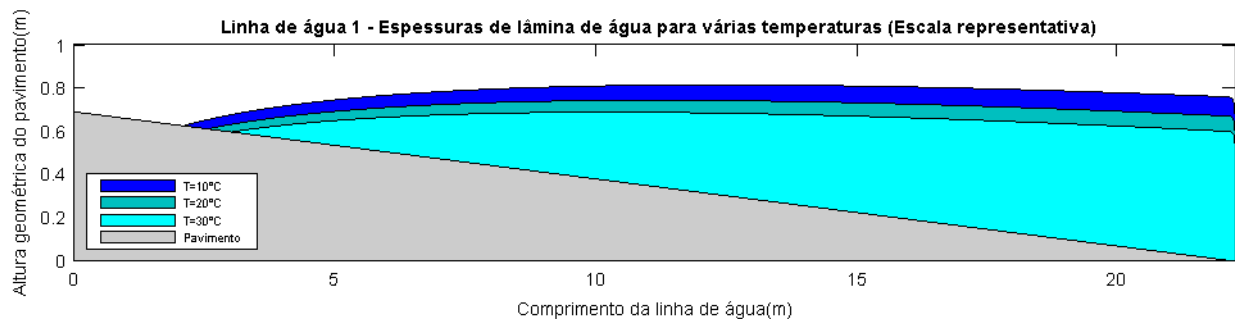
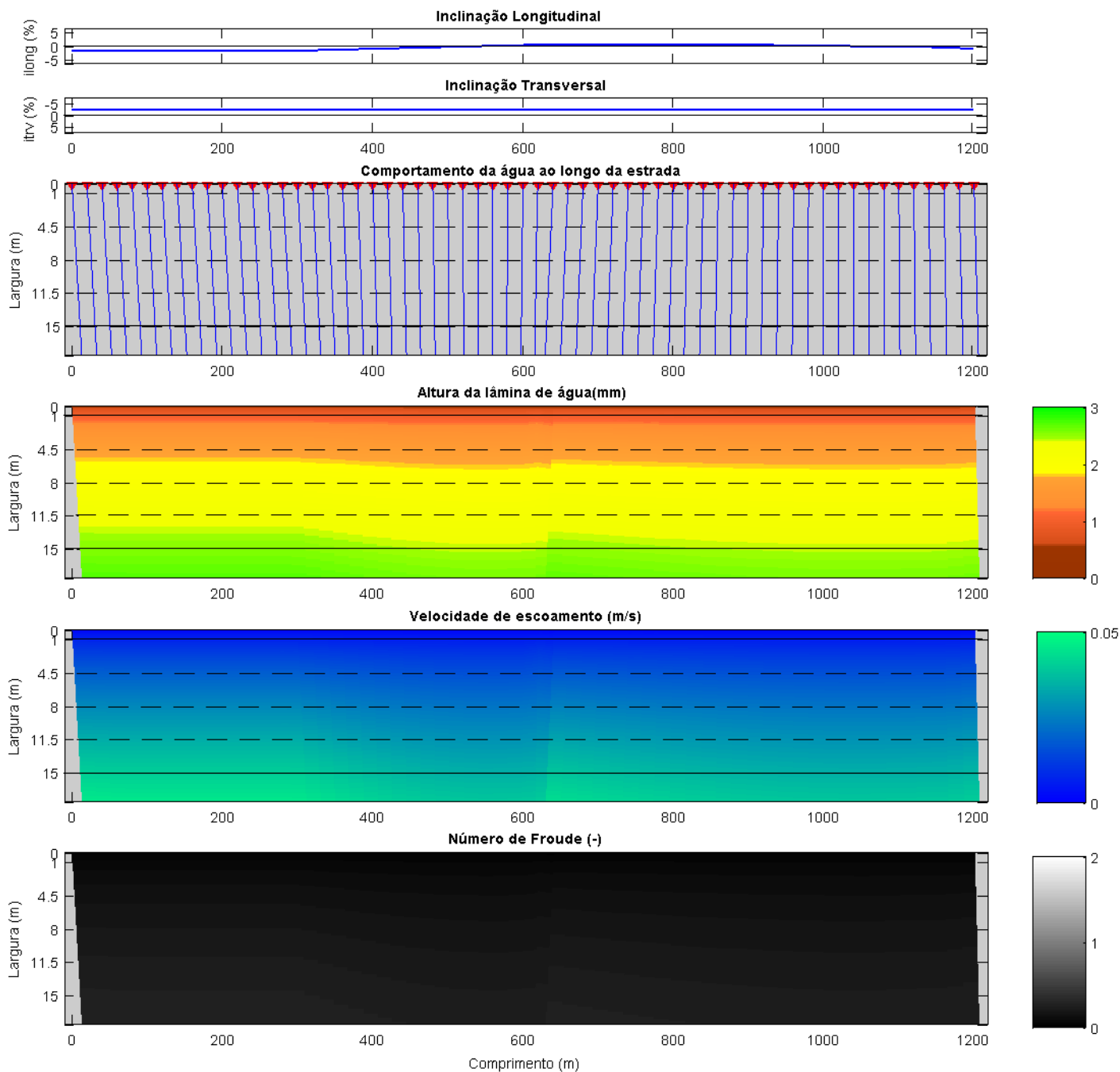




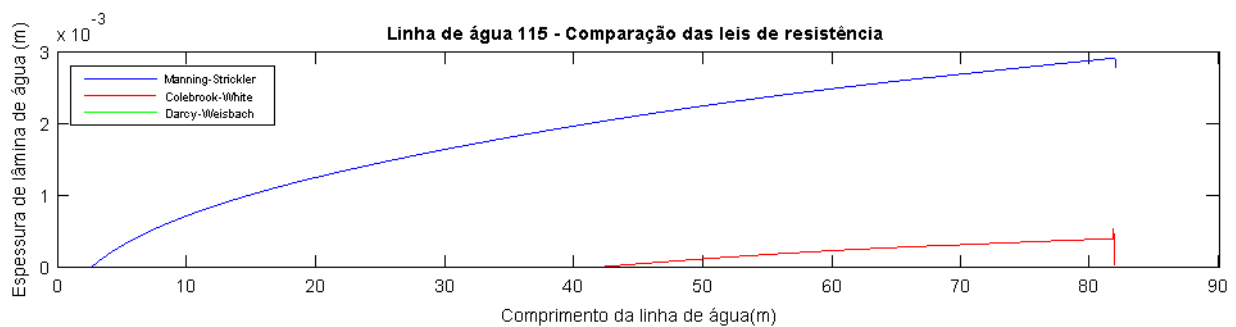
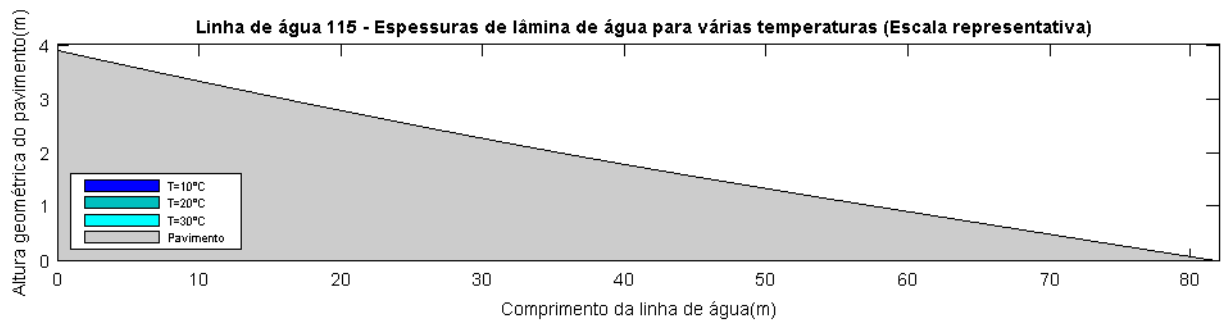
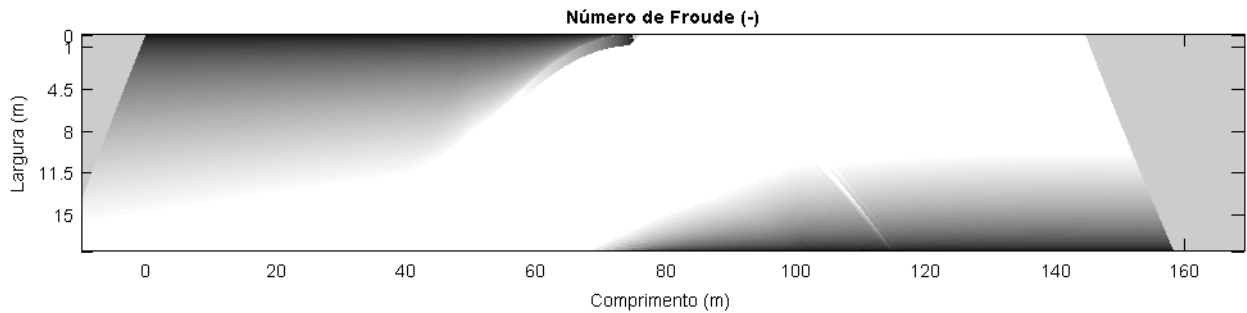
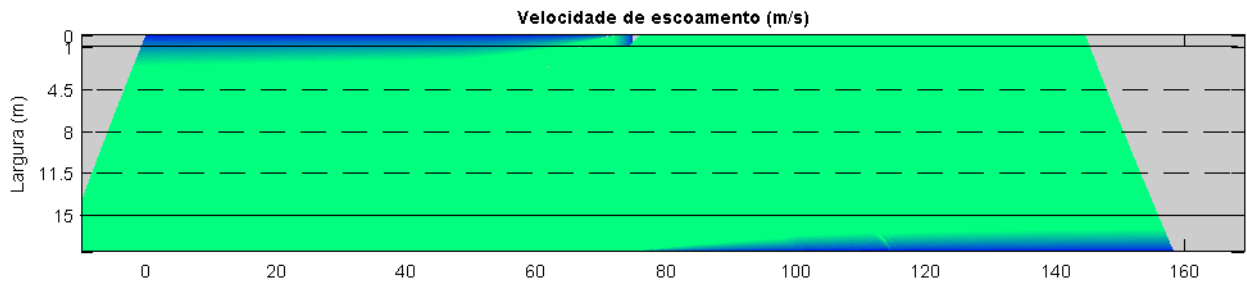
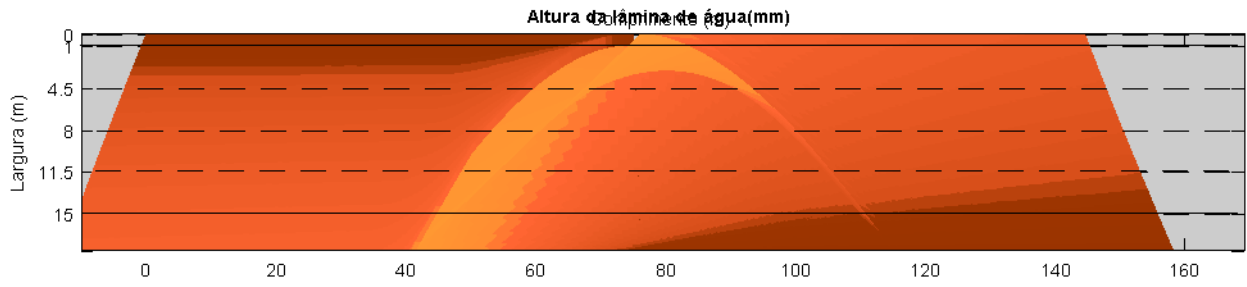
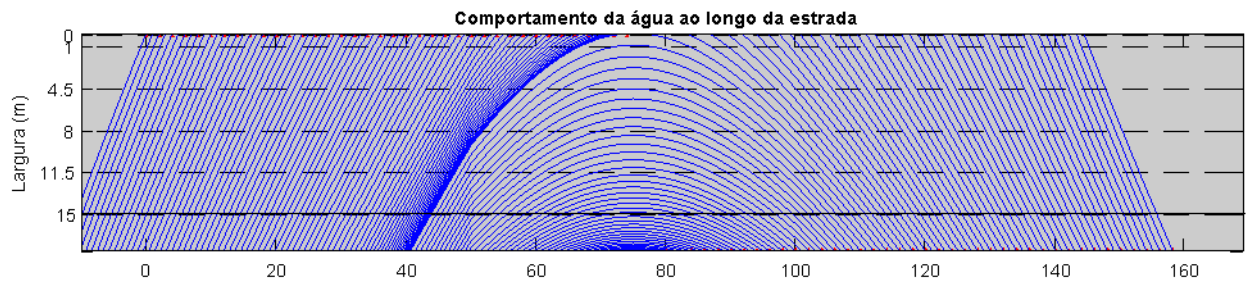
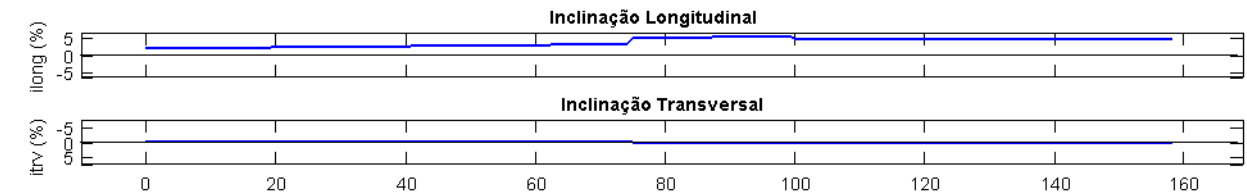


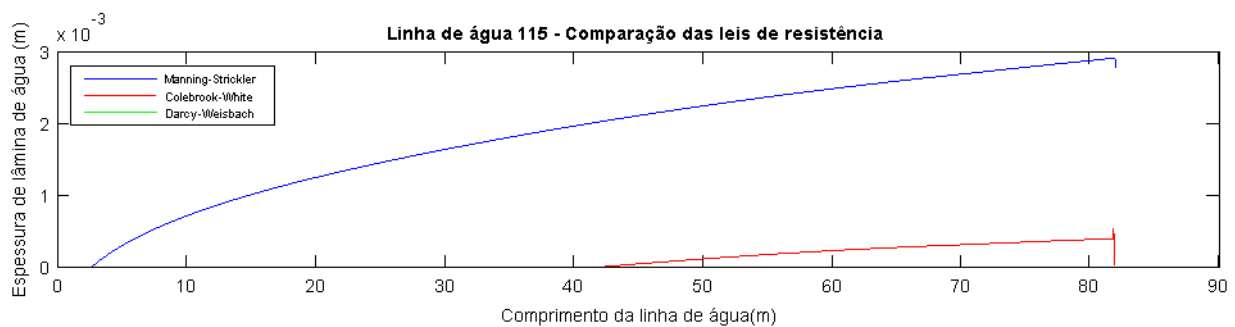
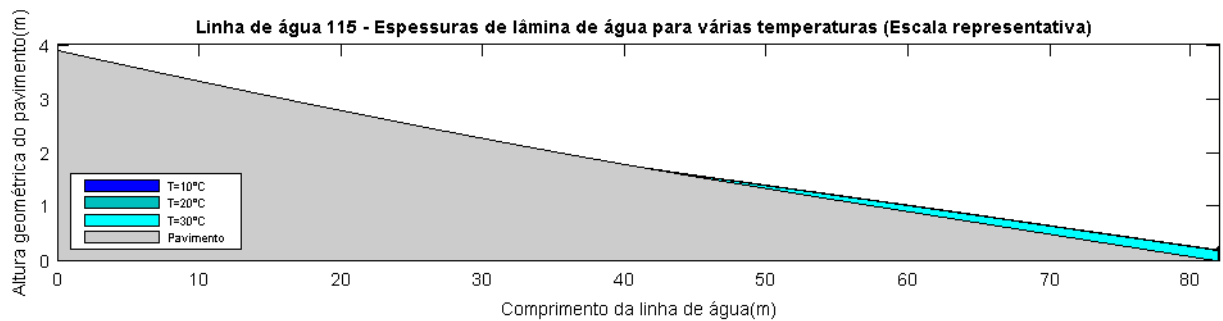
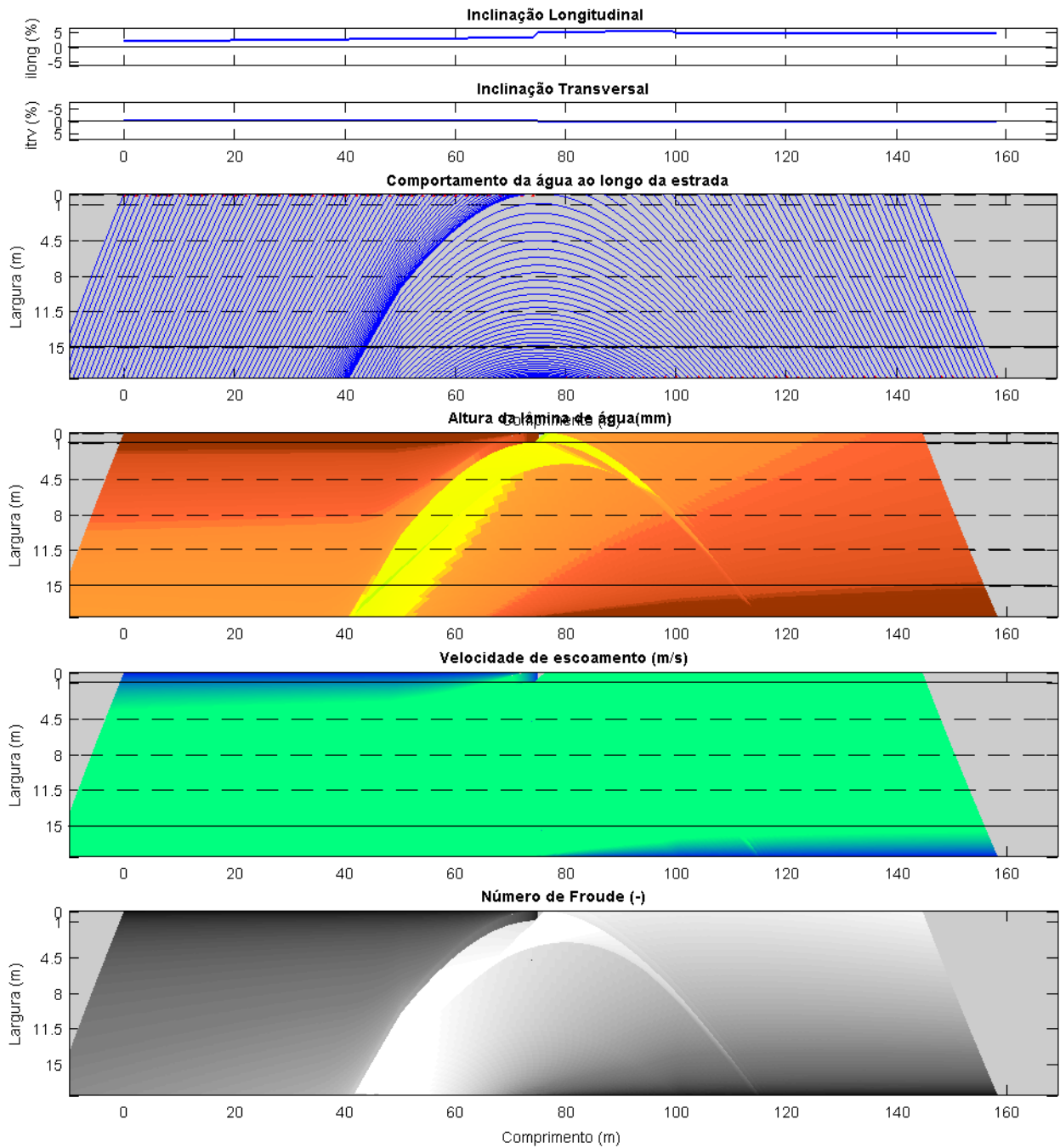
AR1 - Colebrook-White - BBd - Aa=1.2mm - ie=20mm/h - T=10 °C

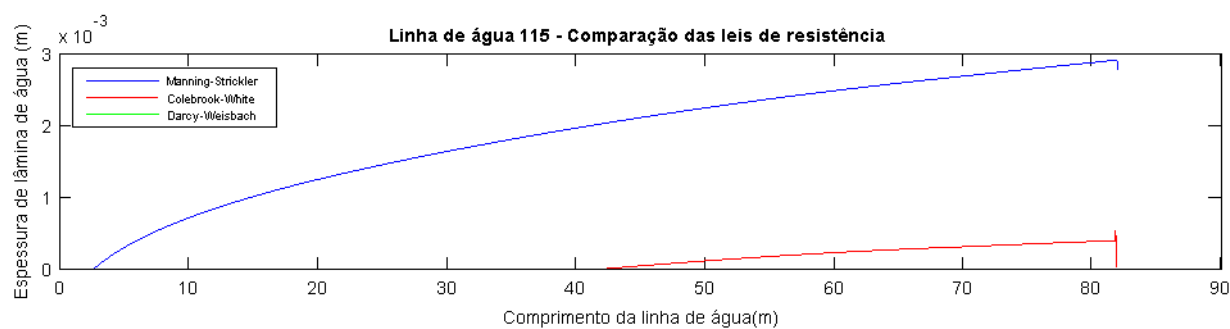
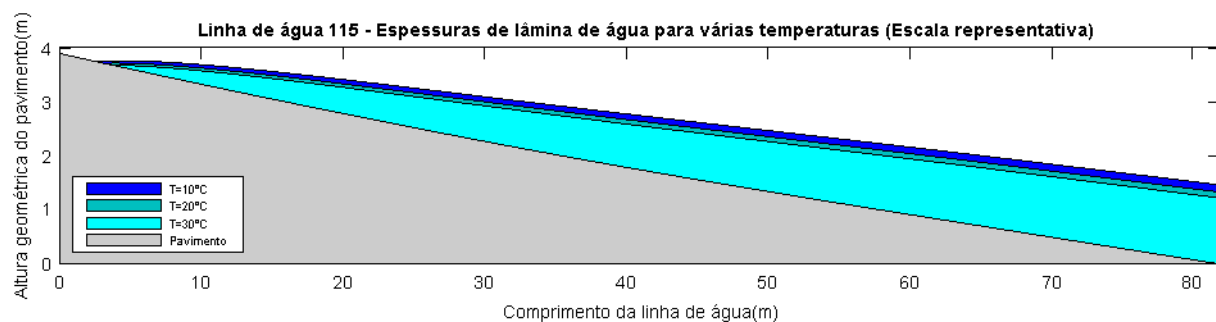
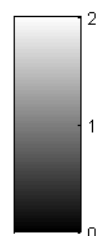
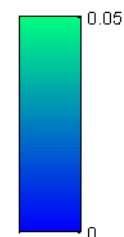
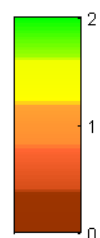
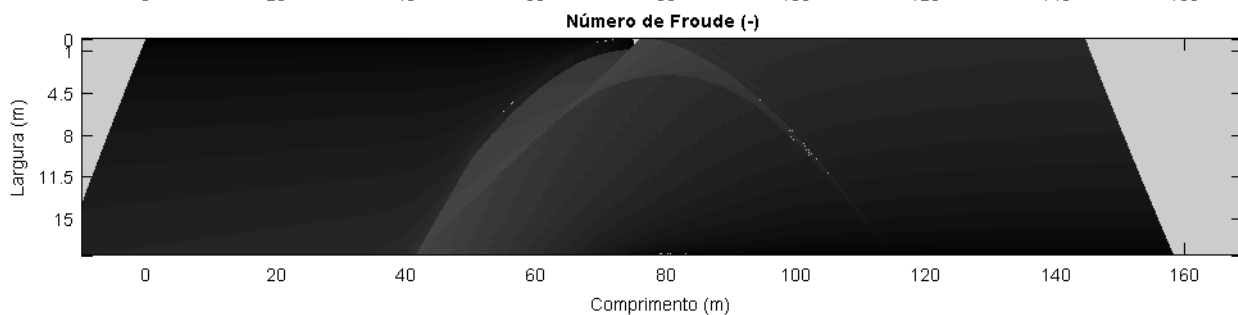
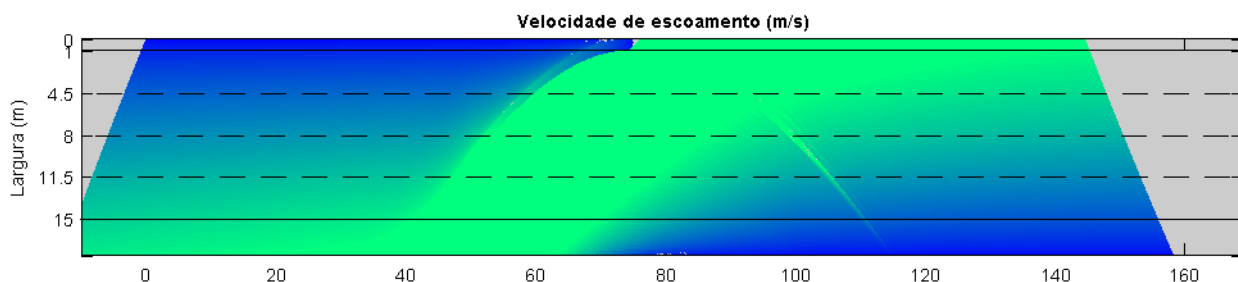
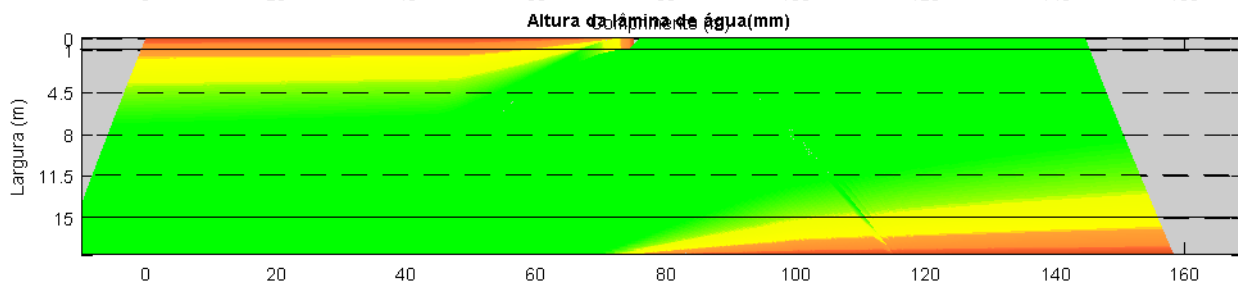
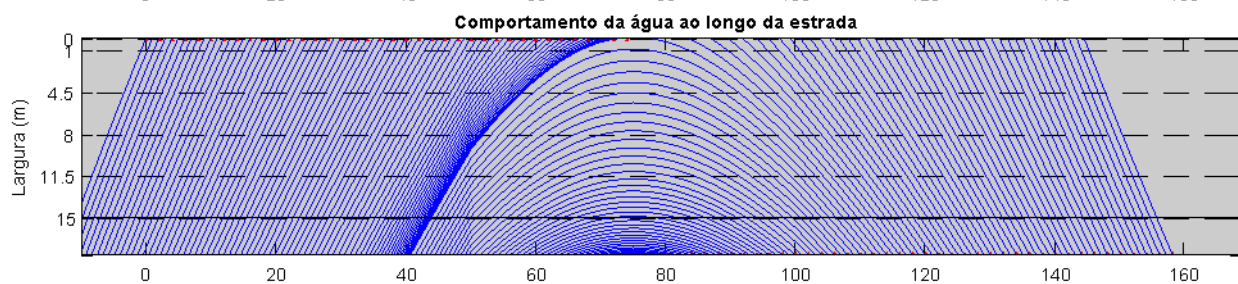
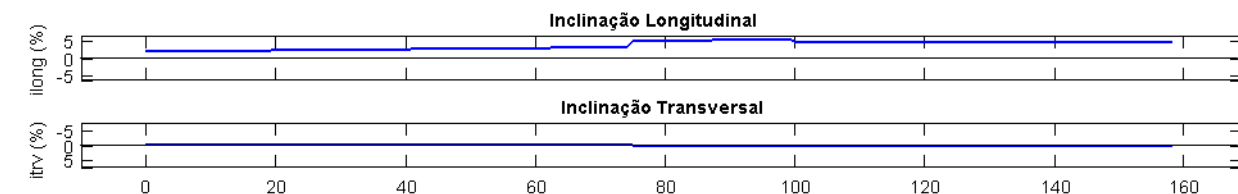




**A.2 Zona de disfarce de sobrelevação nº3 - ZSe3**









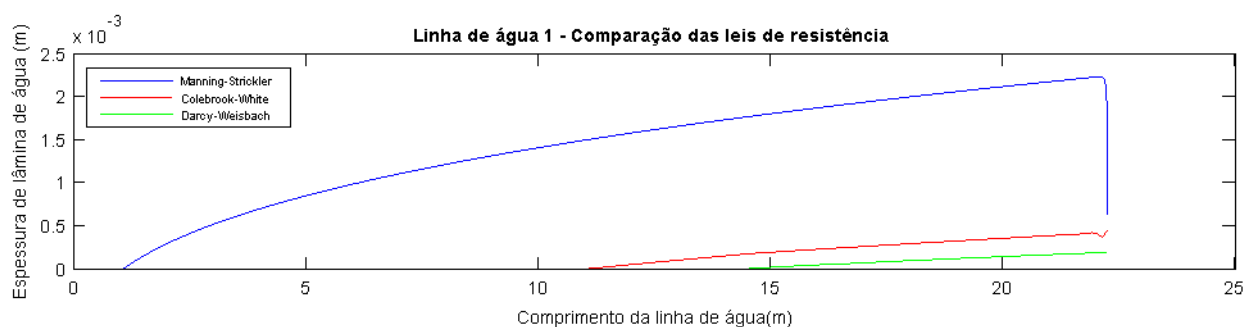
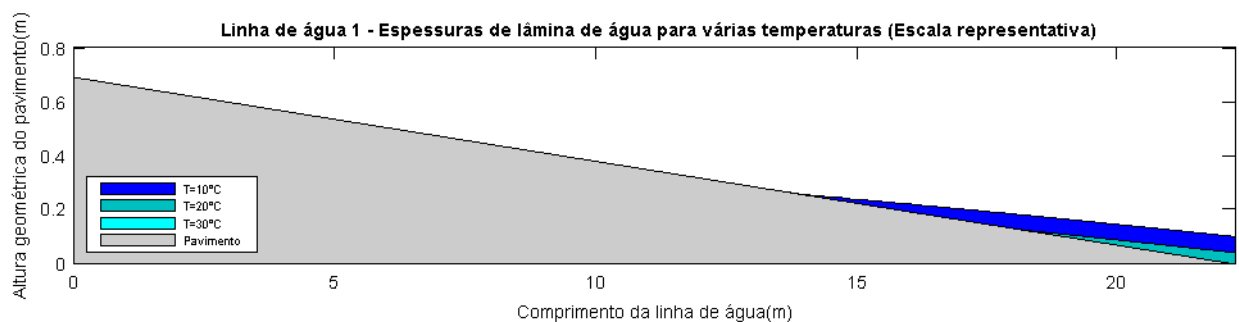
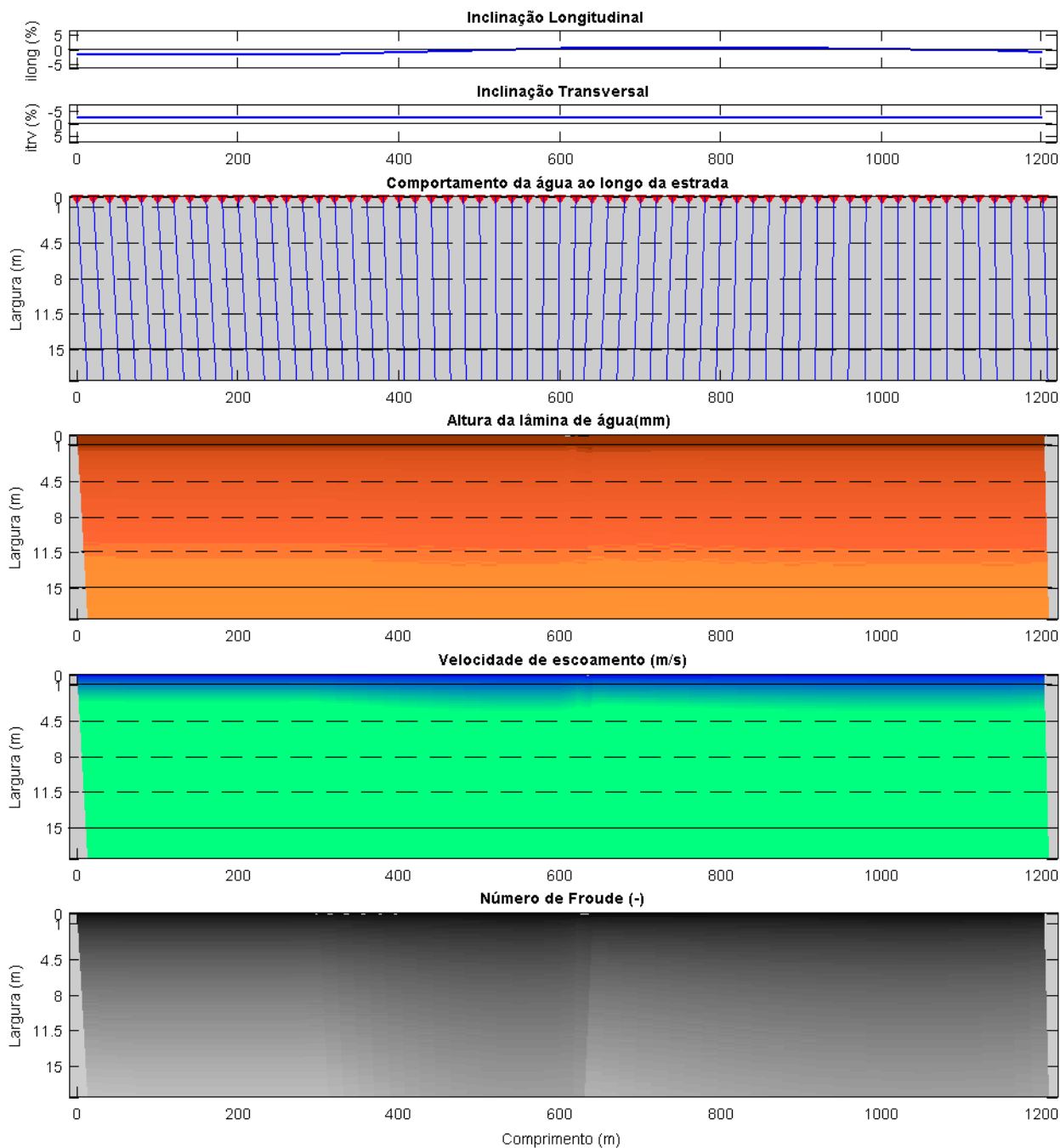


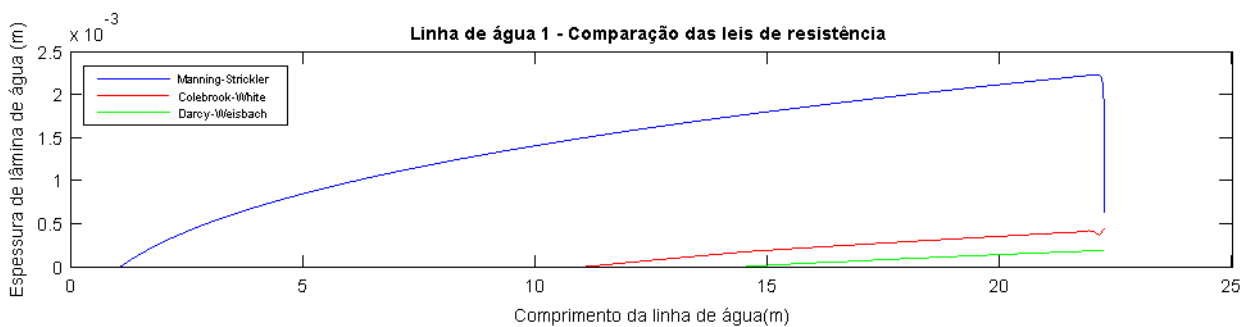
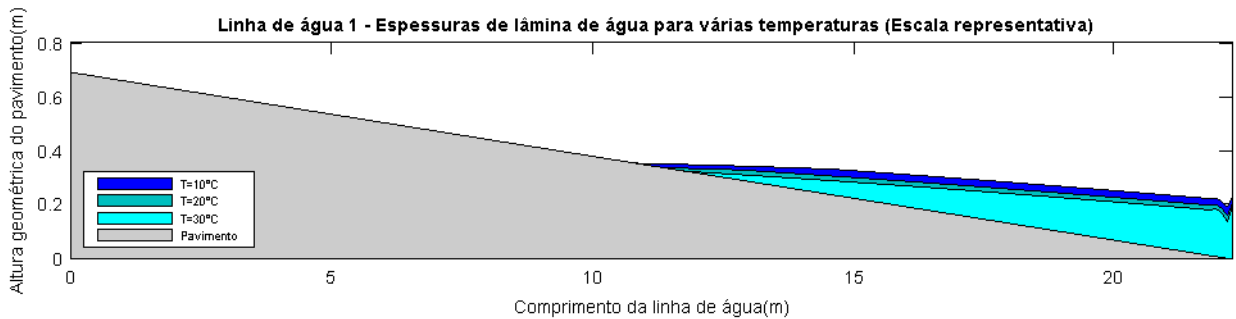
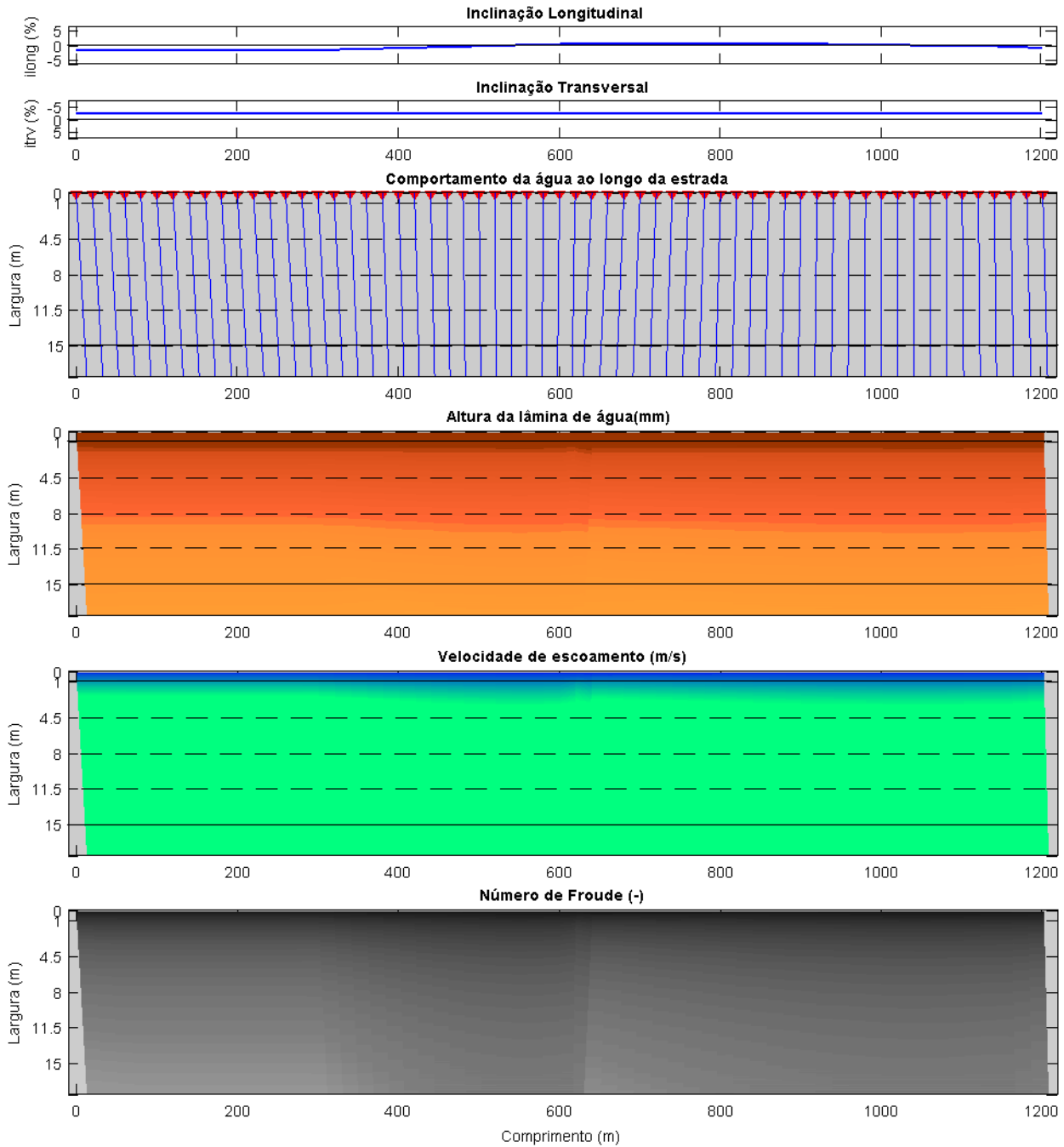
## **Apêndice B**

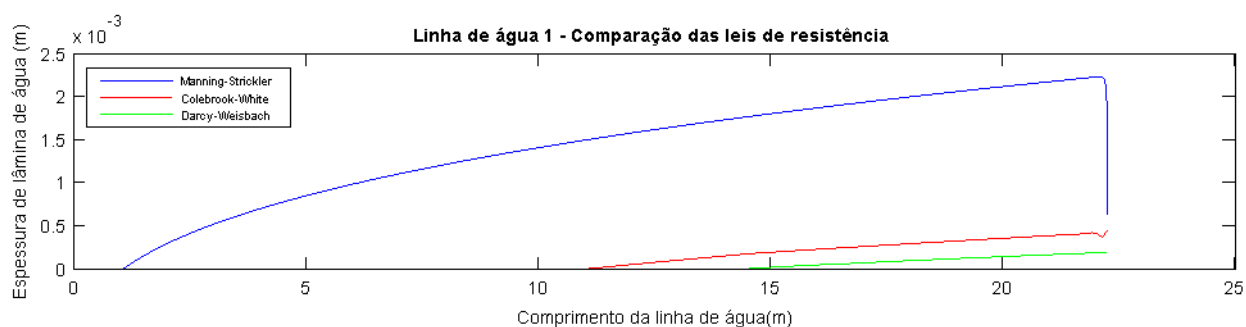
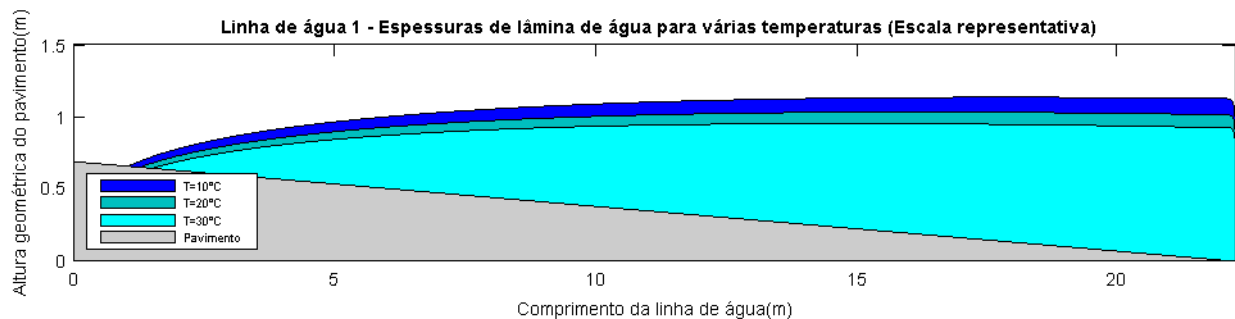
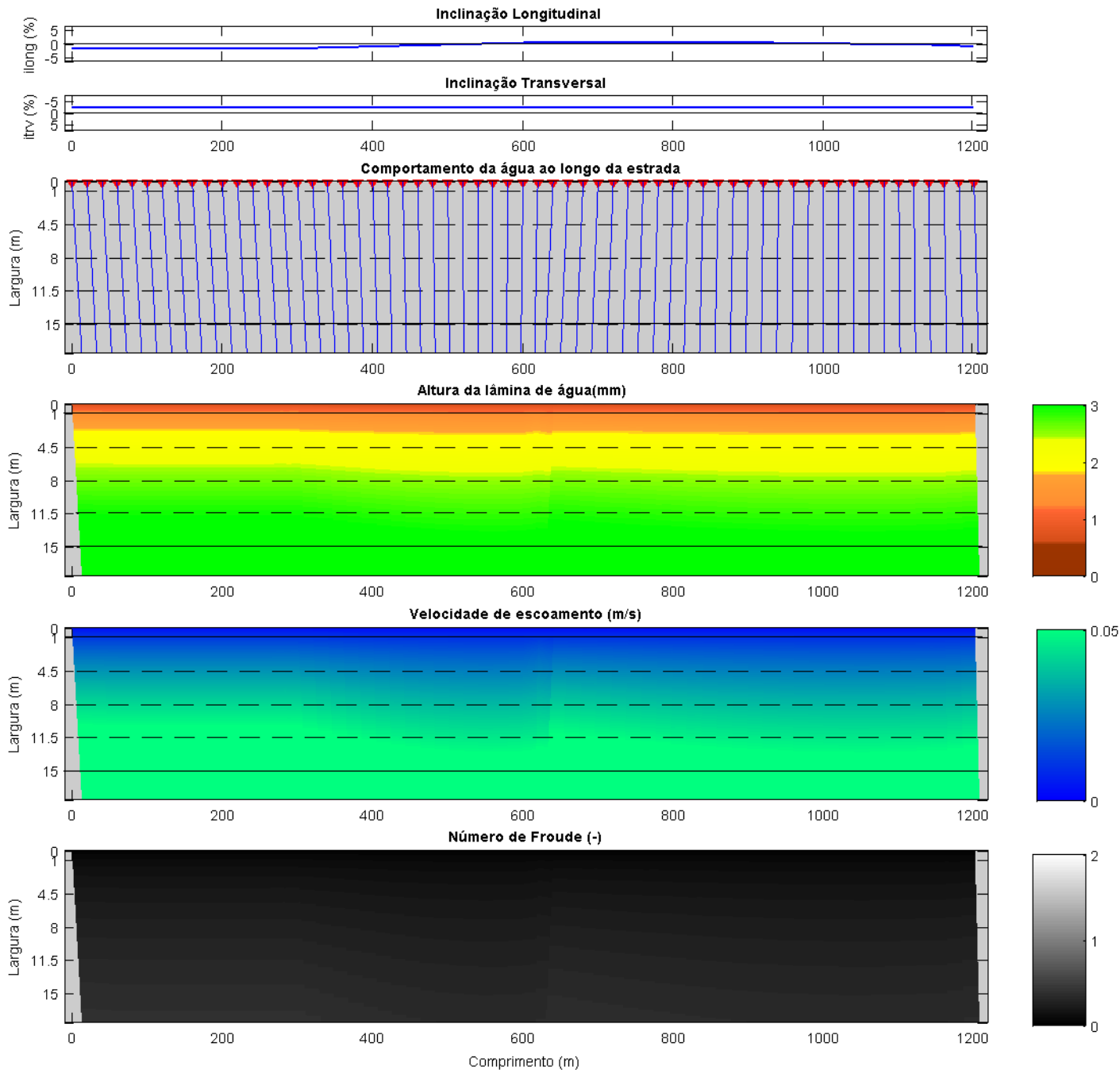
# **Análise final do escoamento - AR1**

### **B.1 Pavimento de betão betuminoso drenante - BBd**

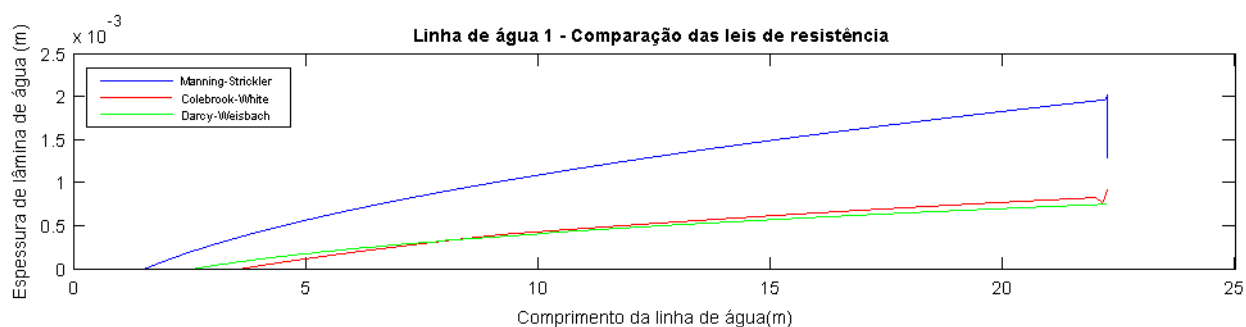
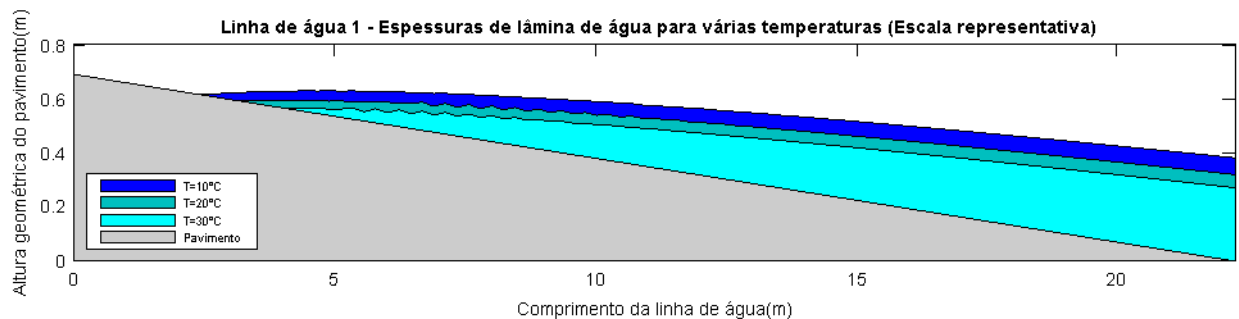
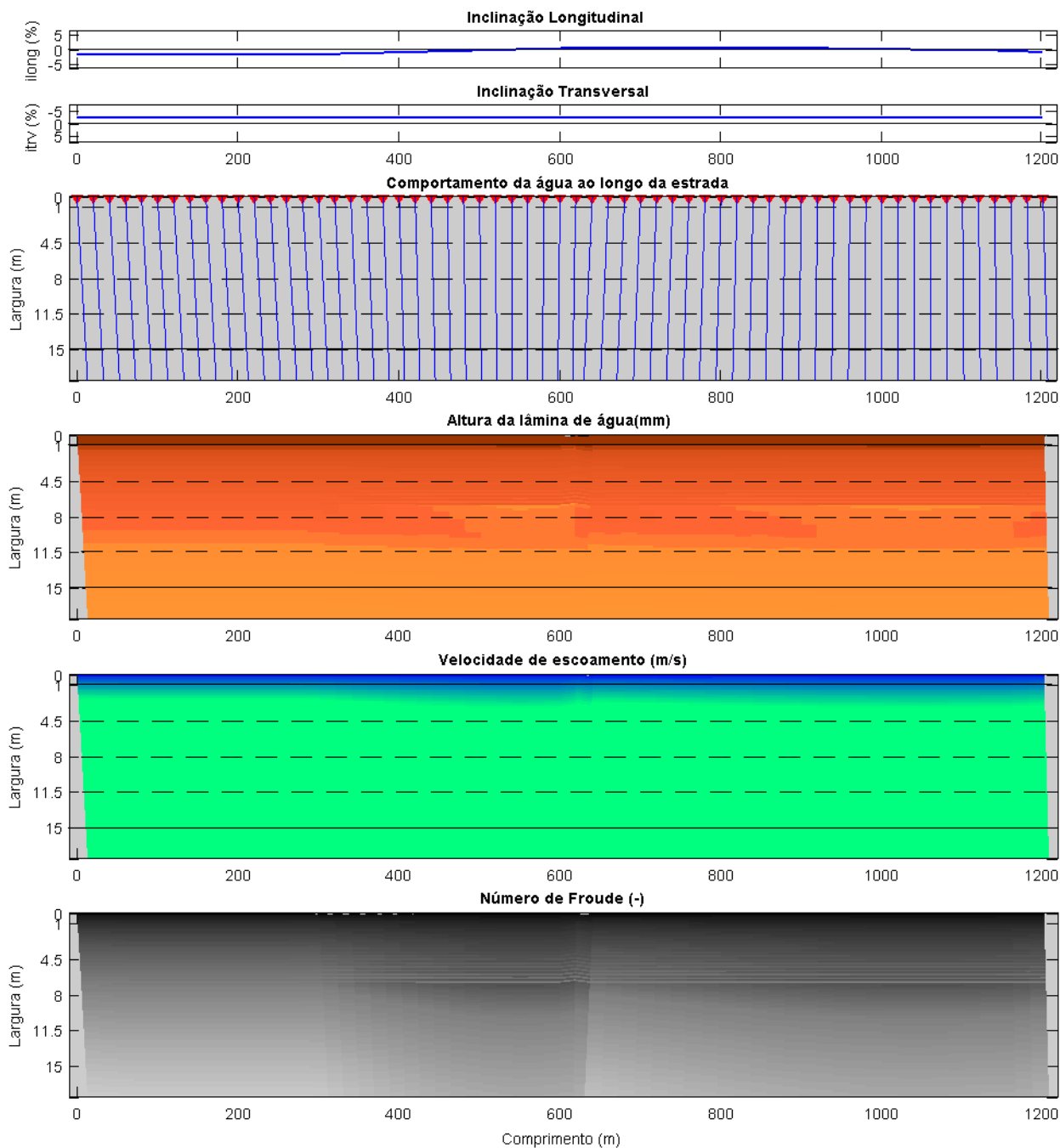






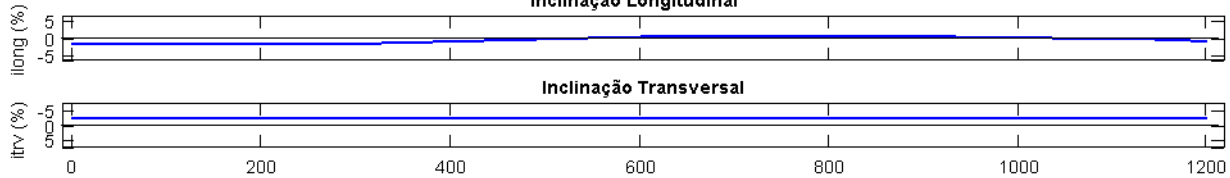


**B.2 Pavimento de betão betuminoso - BB**

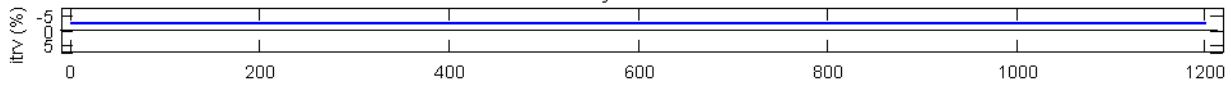


AR1 - Colebrook-White - BB - Aa=0.7mm - ie=45mm/h - T=10 °C

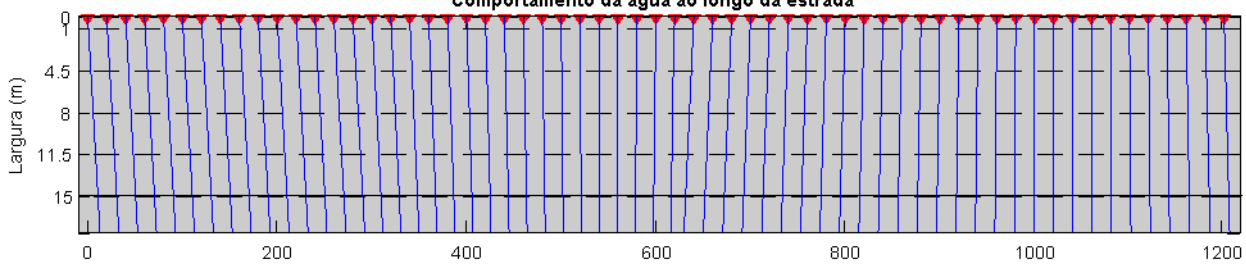
Inclinação Longitudinal



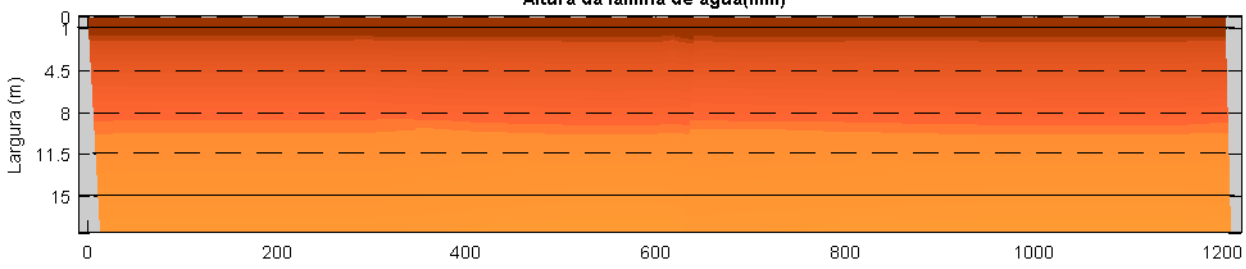
Inclinação Transversal



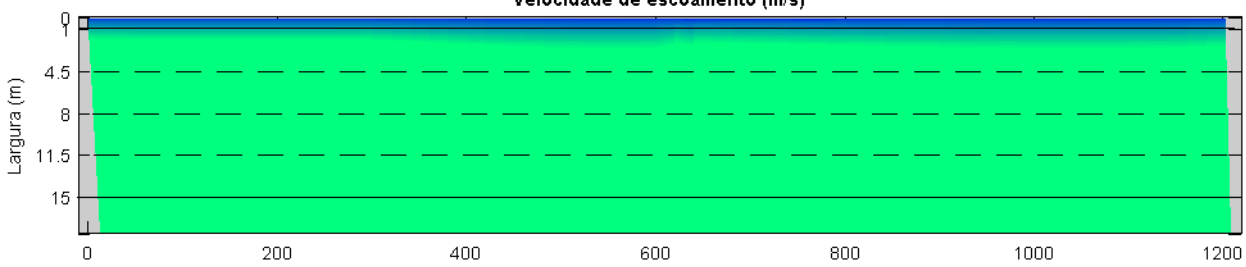
Comportamento da água ao longo da estrada



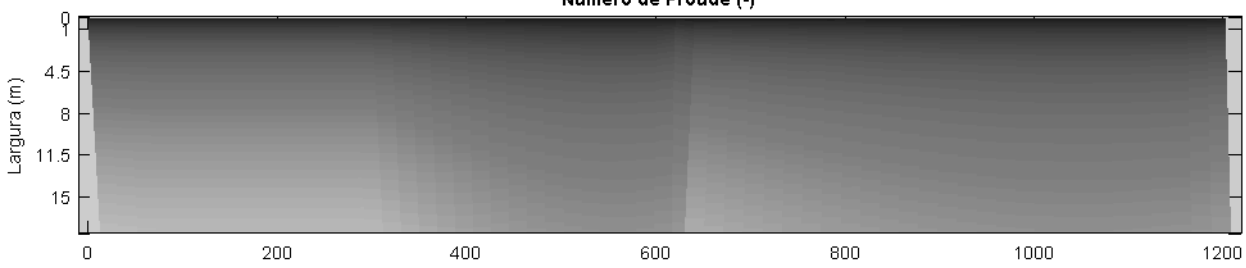
Altura da lâmina de água(mm)



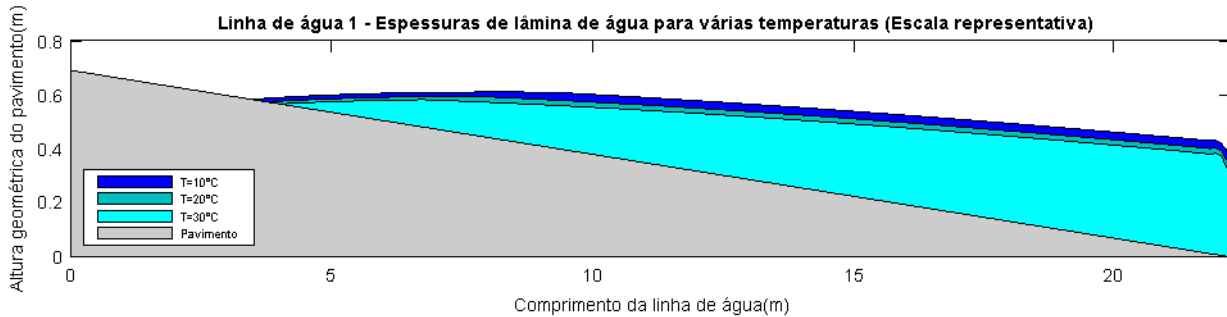
Velocidade de escoamento (m/s)



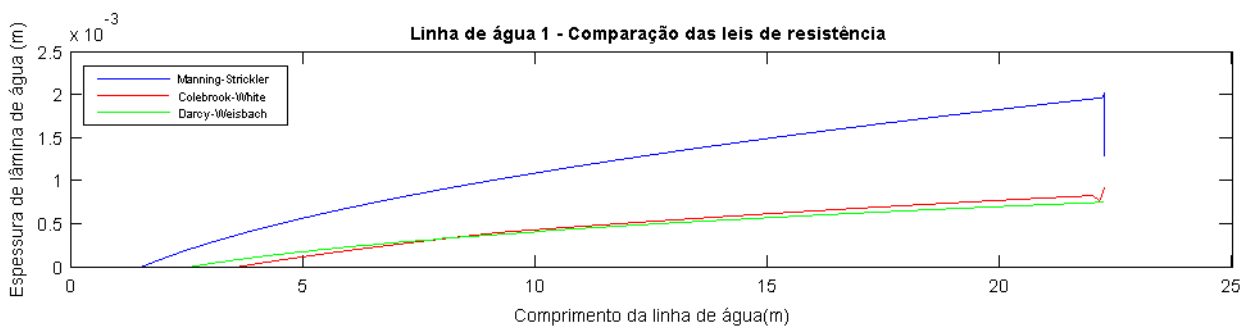
Número de Froude (-)



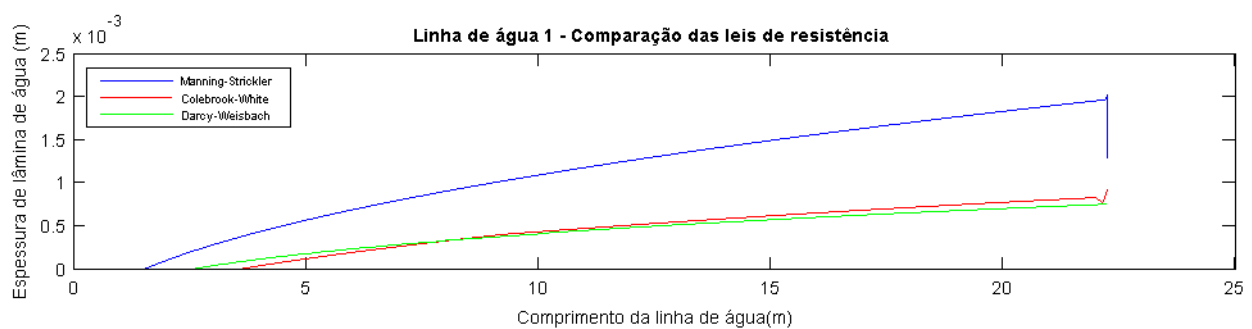
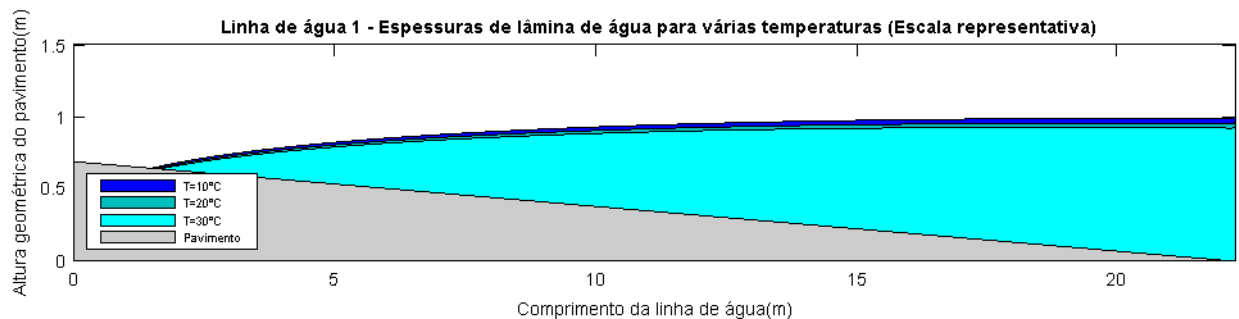
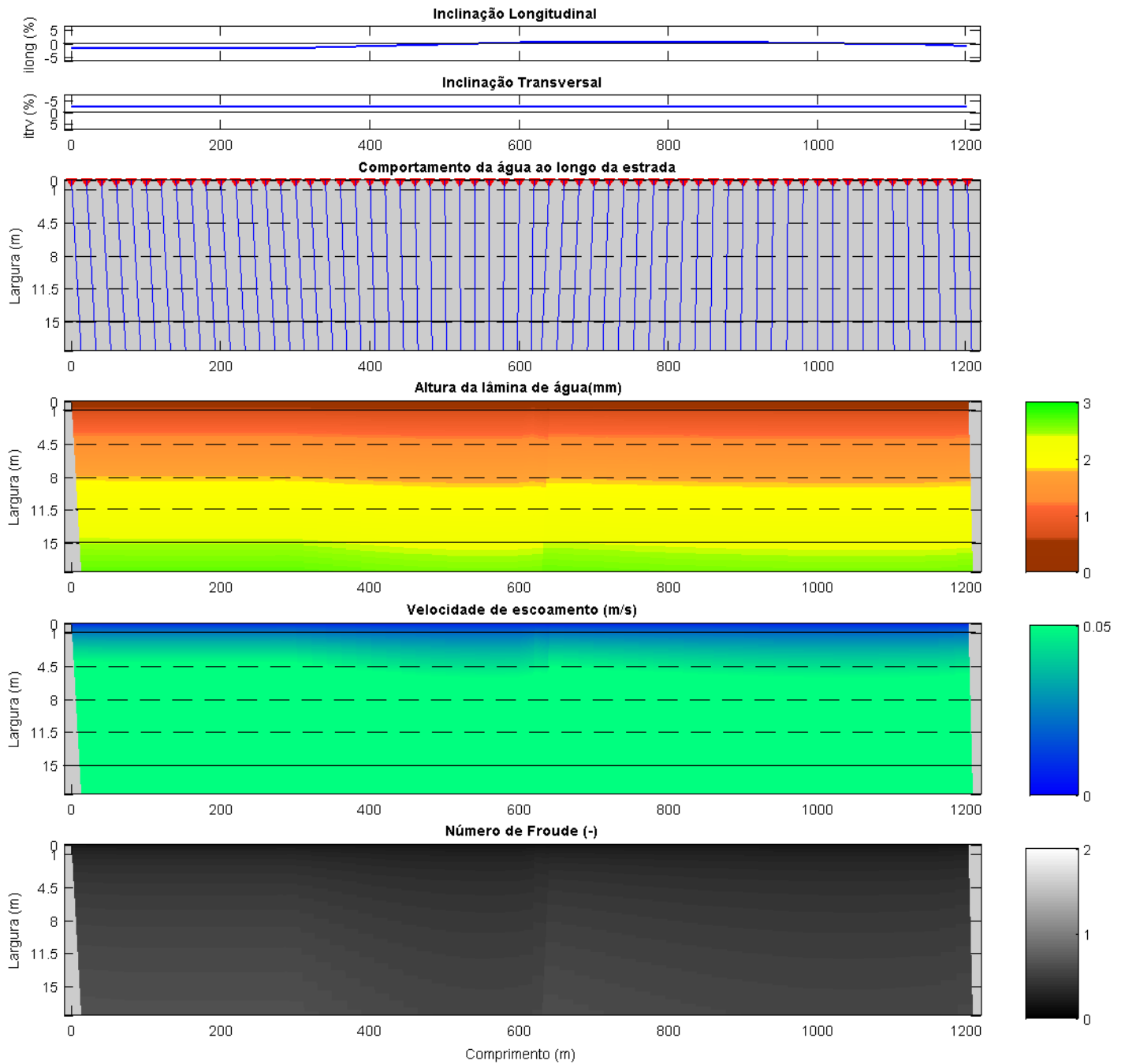
Linha de água 1 - Espessuras de lâmina de água para várias temperaturas (Escala representativa)



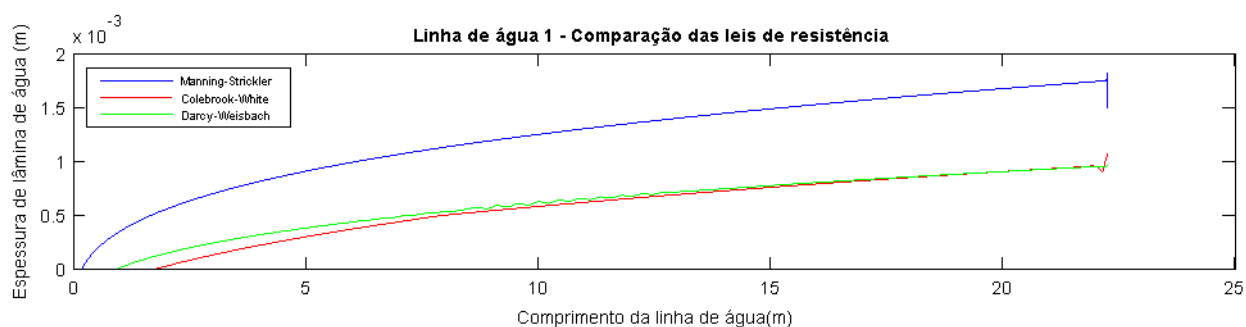
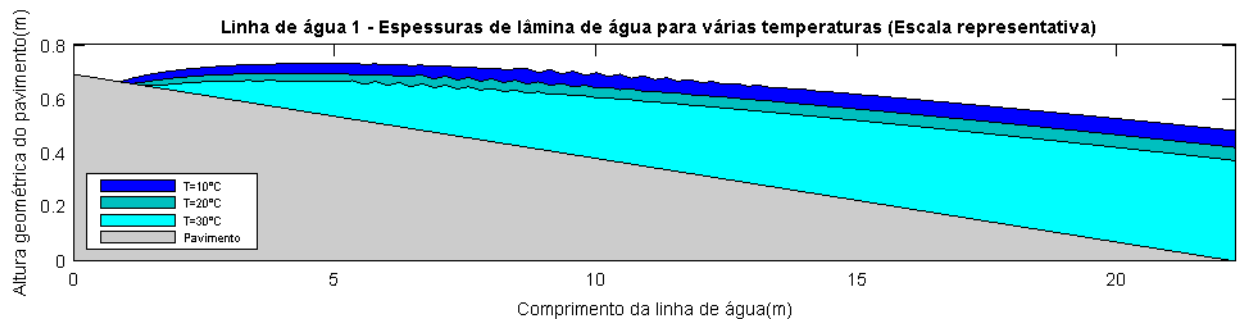
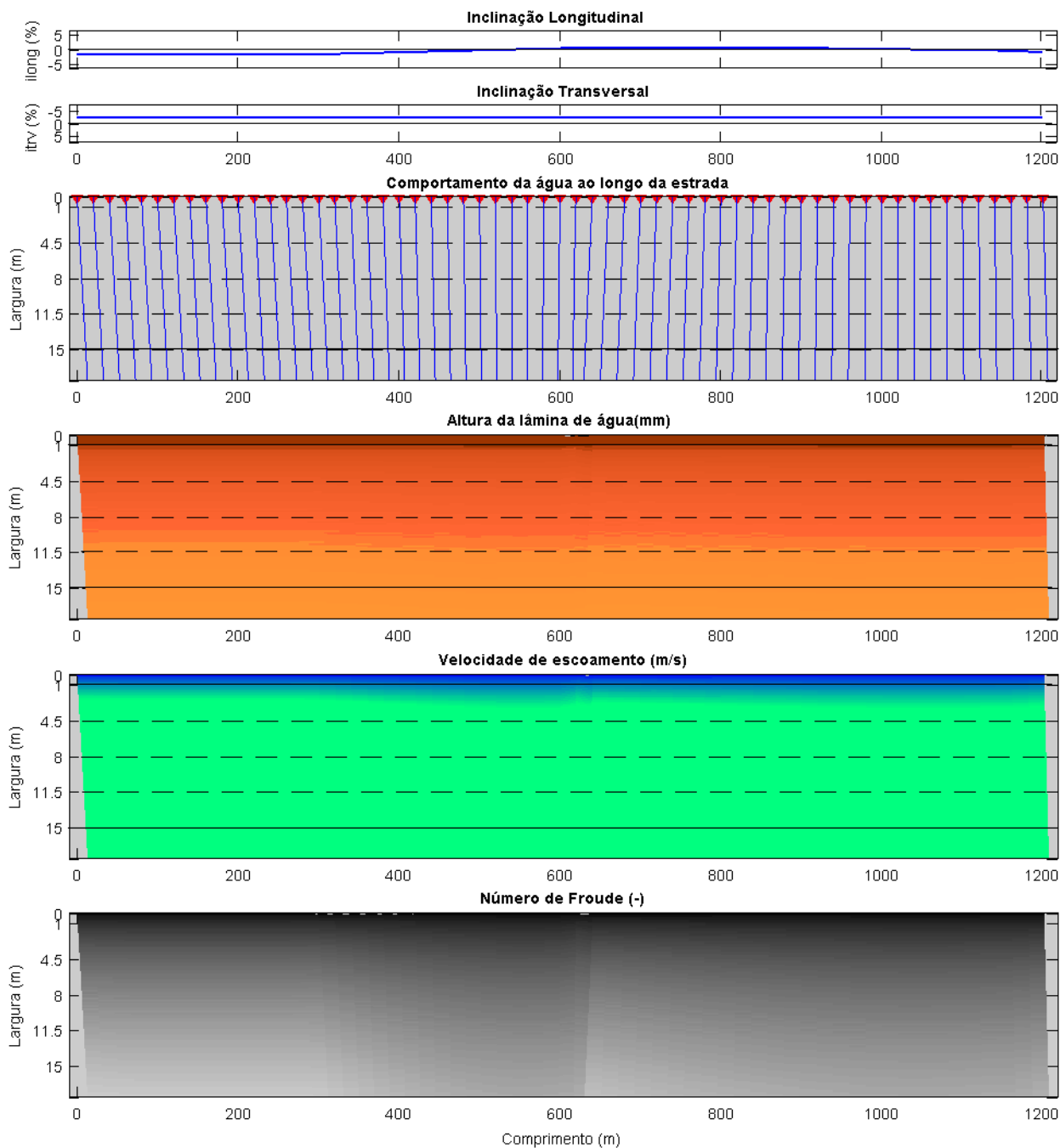
Linha de água 1 - Comparação das leis de resistência



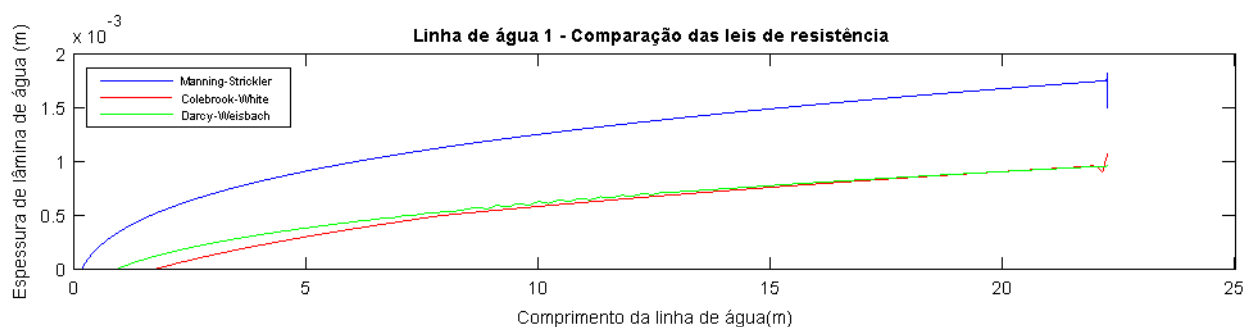
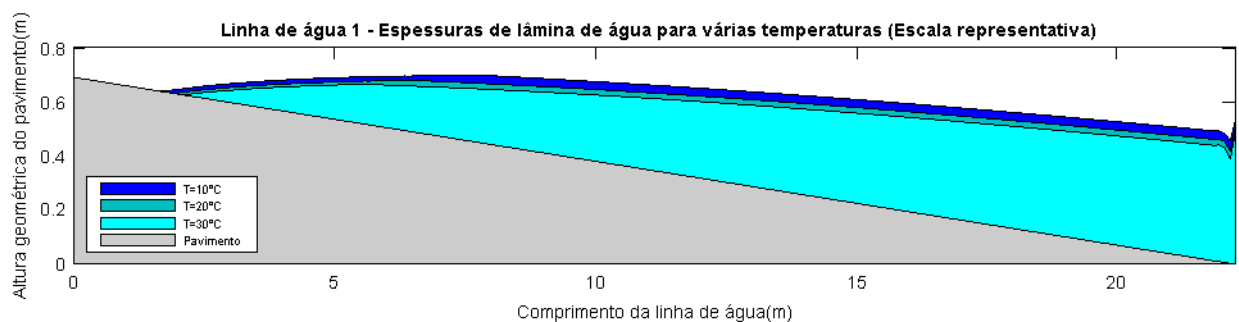
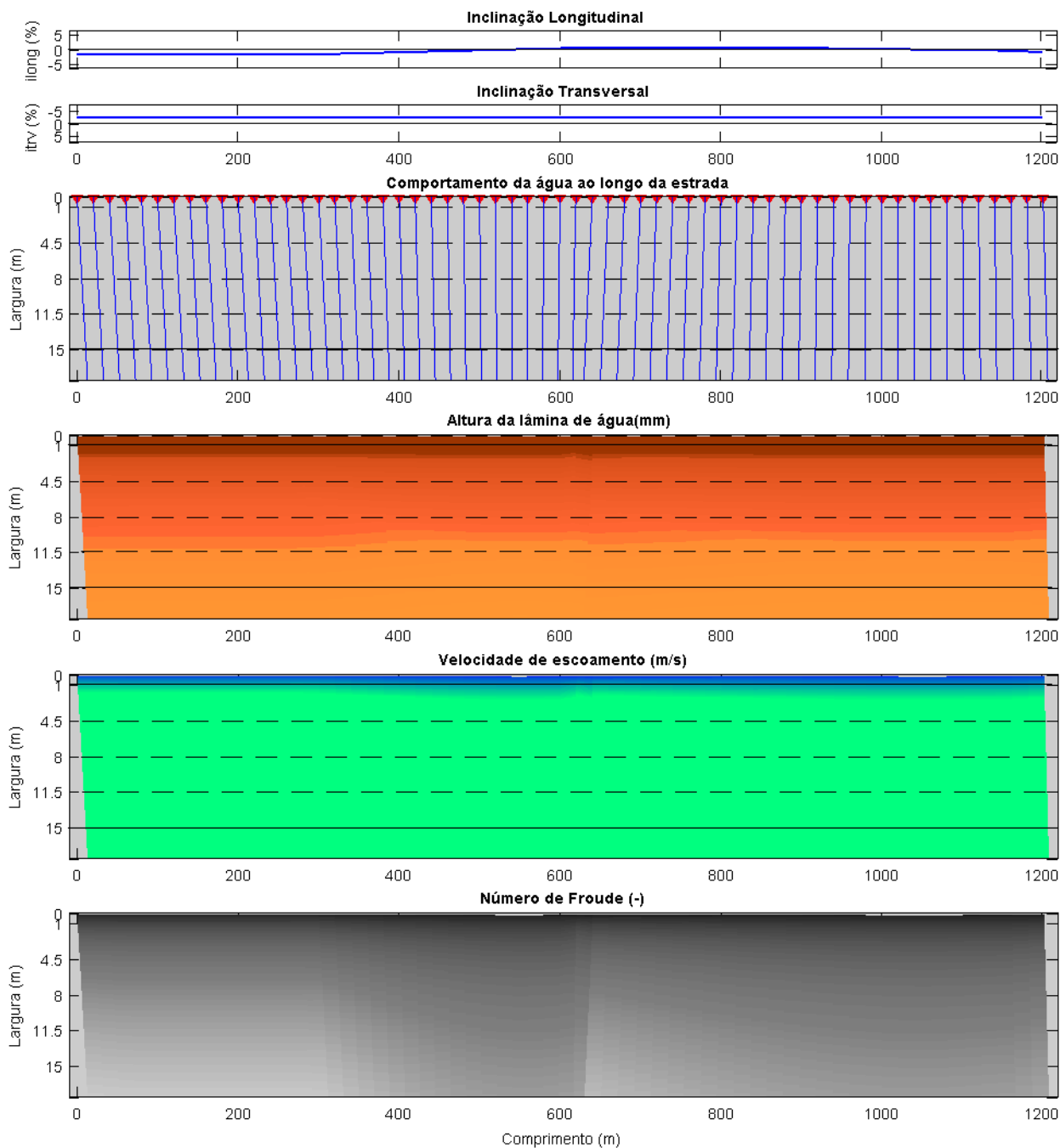


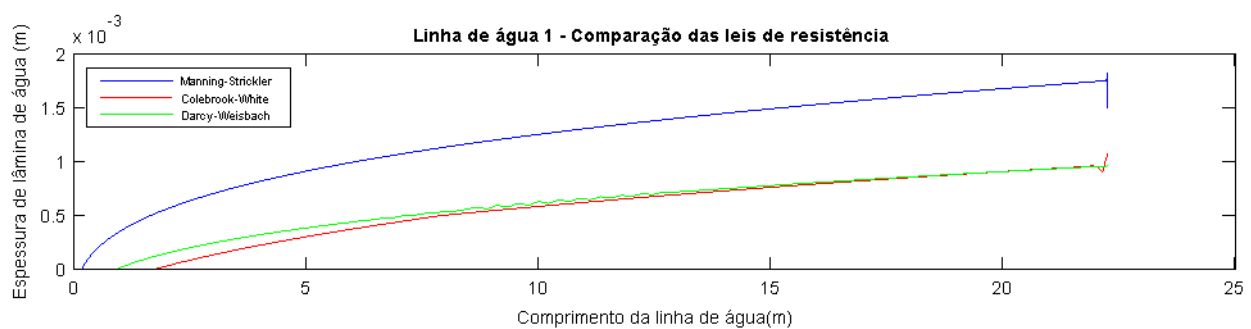
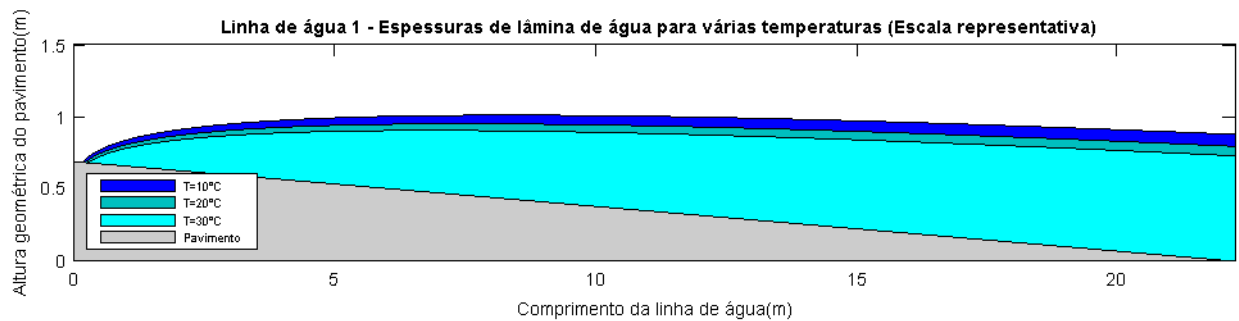
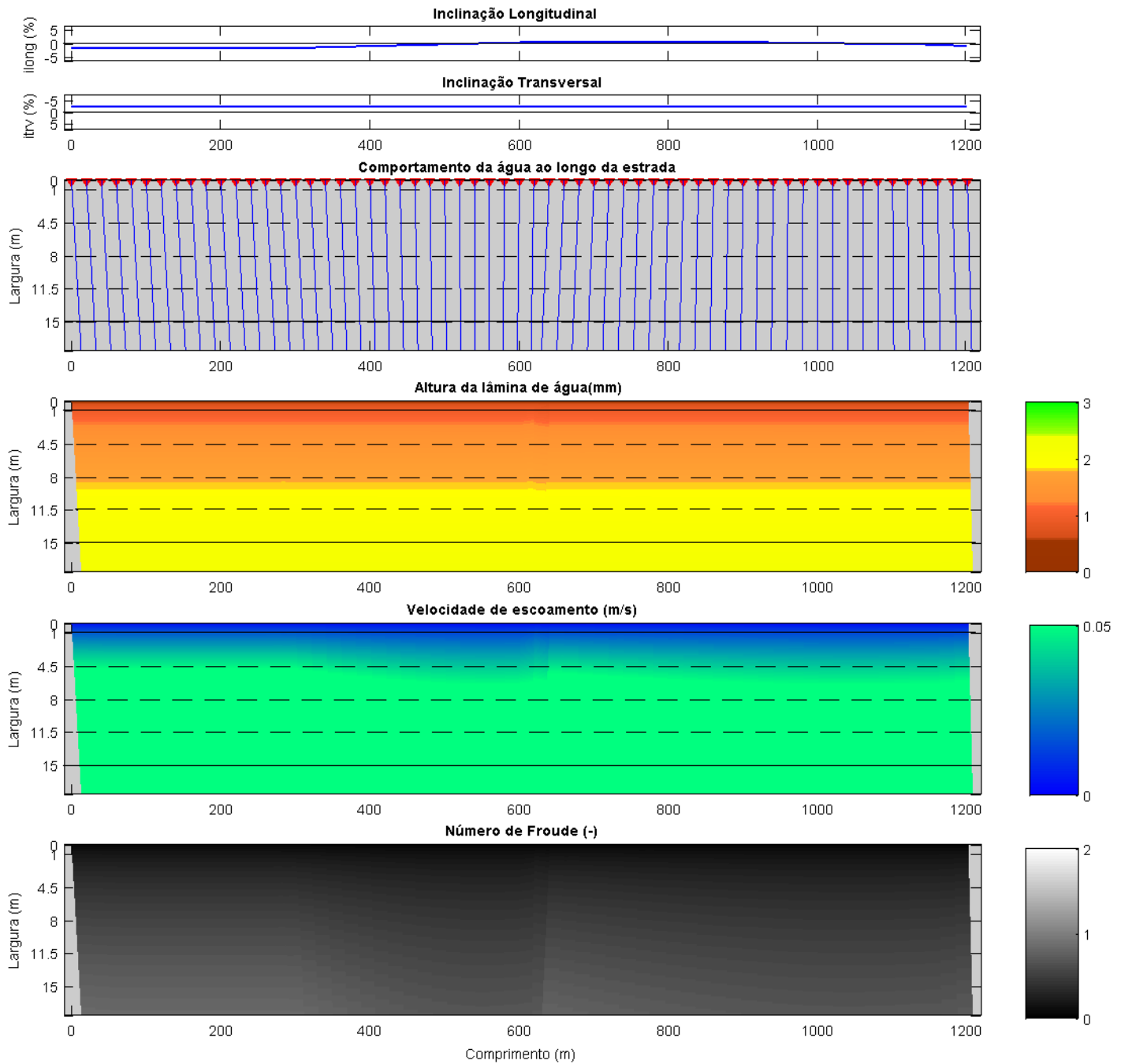


### **B.3 Pavimento de cimento - BC**



AR1 - Colebrook-White - BC - Aa=0.5mm - ie=45mm/h - T=10 °C







## **Apêndice C**

# **Algoritmo de cálculo hidráulico**

### **C.1 Dados de entrada**





```

%-----
%----- Dados de entrada -----
%-----
% Altura de areia, Aa (mm)
Aa2=1.2
% Intensidade de precipitação (mm/h)
I=20
% Taxa de infiltração (mm/h)
F=0
% BBd, BB ou BC
Tipo='BBd'
% AR, CC ou ZS
troco='AR'
% Número do troço
Numtroco=1
pstr=num2str(Numtroco);
% Discretização
D=200
% Lei de resistência
LEI='CW'
% Manning-Strickler - MS
% Colebrook-White - CW
% Darcy-Weisbach - WOO
% Temperatura do pavimento (°C)
Temp2=10

% Número de Reynolds
Reynolds='A'      % A - Nr=4q/Vis
                  % B - Nr=q/Vis

%----- Geometria do pavimento -----

if troco=='AR' | troco=='CC'
load(['C:\Users\André\Dropbox\Tese\Final\BASE\'',Tipo,'\ ',troco,
pstr,'_MTD12_I25_f5'])
else load(['C:\Users\André\Dropbox\Tese\Final\BASE\'',Tipo,'\ ',troco,'e',
pstr,'_MTD12_I25_f5'])
end

Aa=Aa2;
Temp=Temp2;
%----- Cálculos gerais -----

if troco == 'ZS'
    run GERAL2
else run GERAL1
end

%----- Lei de resistência -----

if troco == 'ZS'
    run(['LEI_',LEI,'_ZSe'])
else run(['LEI_',LEI,'_ARCC'])
end

```

```
istr=num2str(i);  
Aastr=num2str(Aa);  
Dstr=num2str(D)  
tstr=num2str(Temp2);  
save(['C:\Users\André\Dropbox\Tese\Final\RESULTADOS\' ,Tipo,'\ ',troco,pstr,'_ ',  
LEI,'_ ',tstr,'_ ',istr,'_ ',Reynolds,'_ ',Aastr,'_D=',Dstr])
```

## **C.2 Alinhamentos rectos e curvas circulares - Cálculo geral**



```

%-----GERAL - AR e CC -----
%----- Cálculo dos caudais para i -----

i=I-F; % Intensidade de precipitação efectiva

q=zeros(divlarg,divcomp);
for y=1:divcomp
    for x=1:divlarg
        q(x,y)=Lw(x,y)*i*10^(-3)/3600*1;
    end
end

%----- Z - Alturas geométricas -----

Z=zeros(divlarg,divcomp);
for y=1:divcomp
    for x=1:divlarg-1
        Z(divlarg,y)=0;
        Z(divlarg-x,y)=iw(divlarg-x,y)*(Lw(divlarg-x+1,y)-Lw(divlarg-x,y))+Z(divlarg-
x+1,y); %verifica-se
    end

end

Lf=Lw(divlarg,:);          %Comprimento final de cada linha de água
intervalos=D+1;           %Pontos de cálculo
Lw2=Lw';
Z2=Z';
iw22=iw';
q2=q';
Y1=Y1';
k=k';

%-----Discretização dos parâmetros de cálculo -----
%----- N° pontos = Comprimento linha de água/(D+1) -----

for x=1:divcomp

    Lint(x,:)=0:Lf(x)/D:Lf(x);
    Zint(x,:)=interp1(Lw2(x,:),Z2(x,:),Lint(x,:));
    Ylint(x,:)=interp1(Lw2(x,:),Y1(x,:),Lint(x,:));
    kint(x,:)=interp1(Lw2(x,:),k(x,:),Lint(x,:));
    qint(x,:)=interp1(Lw2(x,:),q2(x,:),Lint(x,:));
    iwint(x,:)=interp1(Lw2(x,:),iw22(x,:),Lint(x,:));
end

%----- Transposição das matrizes para voltar ao original -----

Zint=Zint';          %Alturas geométricas
qint=qint';          %Caudais de cálculo
iwint=iwint';        %Inclinação do pavimento
kint=kint';          %Posição da linha de água
Ylint=Ylint';        %Posição da linha de água
k=k';
Y1=Y1';

```

```

Lint=Lint';          %Comprimento da linha de água

%----- Viscosidade cinemática da água em função da temperatura -----

if Temp==0
    Vis=1.785*10^(-6);
else if Temp==5
    Vis=1.547*10^(-6);
else if Temp==10
    Vis=1.308*10^(-6);
else if Temp==15
    Vis=1.140*10^(-6);
else if Temp==20
    Vis=1.003*10^(-6);
else if Temp==25
    Vis=0.893*10^(-6);
else if Temp==30
    Vis=0.801*10^(-6);
else Vis='erro';
    end
end
end
end
end
end
end

%----- Número de Reynolds -----

if Reynolds=='A'          % A - Nr=q/Vis
    Nr2=4*qint./Vis;      % B - Nr=4q/Vis
else Nr2=qint/Vis;
end

%-----

```

### **C.3 Alinhamentos rectos e curvas circulares - Hagen-Poiseuille**





```

%----- WOO & BRATER - AR e CC -----
%----- cálculo das alturas de água -----

hfl=zeros(intervalos,divcomp);
hf=zeros(intervalos,divcomp);
Fr=zeros(intervalos,divcomp);
Frl=zeros(intervalos,divcomp);
V=zeros(intervalos,divcomp);
hc=zeros(1,divcomp);
f=zeros(intervalos,divcomp);

%-----Cálculo do factor C e do factor de resistência-----
%f=C/Nr

for y=1:divcomp
    for x=1:intervalos
        s=iwint(x,y);
        C(x,y)=51.521*s^(0.2632); %linha de tendência traçada
        f(x,y)=C(x,y)/(Nr2(x,y));
    end
end

%----- Valores de regime crítico a jusante -----

for y=1:divcomp
    hc(1,y)=(qint(intervalos,y)^2/9.81)^(1/3);
    vc(1,y)=qint(intervalos,y)/(hc(1,y)*1);
    Jc(1,y)=(f(intervalos,y)*vc(1,y)^2)/(8*9.81*hc(1,y));
    Frf(1,y)=vc(1,y)/(sqrt(9.81*hc(1,y)));
    f(1,:)=0; %para o primeiro valor do factor de resistência não ser infinito
end

Frl(intervalos,:)=Frf(1,:);

%----- Alturas críticas de escoamento em todos os pontos -----

for y=1:divcomp
    Ds=Lf(y)/D;
    hct(intervalos,y)=hc(1,y);
    for x=1:intervalos-1
        hct(x,y)=((qint(x,y))^2/9.81)^(1/3);
    end
end

%----- Cálculo para regime lento -----

ver=zeros(intervalos,divlarg);
ver2=zeros(intervalos,divlarg);

for y=1:divcomp
    hfl(intervalos,y)=hc(1,y);
    Ds=Lf(y)/D;
    hfl(1,y)=0;
    for x=1:intervalos-2
        if x<2

```

```

        y2=Zint(intervalos,y);
        h2=hct(intervalos,y);
        u2=qint(intervalos,y)/hct(intervalos,y);
        J2=f(intervalos,y)*u2^2/(8*9.81*h2);
        y1=Zint(intervalos-x,y);
        q1=qint(intervalos-x,y);
        f1=f(intervalos-x,y);
        hf0=h2;

        hf1(intervalos-x,y)=fzero(@(hf) funTlento(Ds,y2,h2,u2,J2,y1,q1,f1,hf),
hf0);

        V(intervalos-x,y)=qint(intervalos-x,y)/hf1(intervalos-x,y);
        Frl(intervalos-x,y)=V(intervalos-x,y)/(sqrt(9.81*hf1(intervalos-x,y)));

    elseif x>=2
        if Frl(intervalos-x+1,y)>1 || ver(intervalos-x+1,y)==0 %Ciclo para
diferenciar rapido de lento

            y2=Zint(intervalos-x+1,y);
            h2=hct(intervalos-x+1,y);
            u2=qint(intervalos-x+1,y)/hct(intervalos-x+1,y);
            J2=f(intervalos-x+1,y)*u2^2/(8*9.81*h2);
            y1=Zint(intervalos-x,y);
            q1=qint(intervalos-x,y);
            f1=f(intervalos-x,y);
            hf0=h2;

            hf1(intervalos-x,y)=fzero(@(hf) funTlento(Ds,y2,h2,u2,J2,y1,q1,f1,
hf),hf0);

            V(intervalos-x,y)=qint(intervalos-x,y)/hf1(intervalos-x,y);
            Frl(intervalos-x,y)=V(intervalos-x,y)/(sqrt(9.81*hf1(intervalos-x,
y)));
        else
            y2=Zint(intervalos-x+1,y);
            h2=hf1(intervalos-x+1,y);
            u2=qint(intervalos-x+1,y)/h2;
            J2=f(intervalos-x+1,y)*u2^2/(8*9.81*h2);
            y1=Zint(intervalos-x,y);
            q1=qint(intervalos-x,y);
            f1=f(intervalos-x,y);
            hf0=h2;

            hf1(intervalos-x,y)=fzero(@(hf) funTlento(Ds,y2,h2,u2,J2,y1,q1,f1,
hf),hf0);

            V(intervalos-x,y)=qint(intervalos-x,y)/hf1(intervalos-x,y);
            Frl(intervalos-x,y)=V(intervalos-x,y)/(sqrt(9.81*hf1(intervalos-x,
y)));
        end
    end
    ver(intervalos-x,y)=isreal(Frl(intervalos-x,y));
    if ver(intervalos-x,y)==0, Frl(intervalos-x,y)=1; end
end
end

%----- Contagem de Froude>1 -----

```

```

for y=1:divcomp
    x=1;
    while Fr1(x,y)<1 && x<intervalos
        x=x+1;
        if x==intervalos
            p=intervalos;
        else
            p=x;
        end
    end
    fff(1,y)=p;
end

hf=hfl;
Fr=Fr1;

%----- Cálculo para regime rápido -----

for y=1:divcomp
    Ds=Lf(y)/D;
    ffff=fff(1,y);
    for x=ffff:intervalos
        if x<ffff+1

            y1=Zint(x-1,y);
            h1=hct(x-1,y);
            u1=qint(x-1,y)/(h1*1);
            J1=(f(x-1,y)*u1^2)/(8*9.81*h1);
            y2=Zint(x,y);
            q2=qint(x,y);
            f2=f(x,y);
            hf0=h1;

            hf(x,y)=fzero(@(hf) funTrapido(Ds,y1,h1,u1,J1,y2,q2,f2,hf),hf0);
            V(x,y)=qint(x,y)/hf(x,y);
            Fr(x,y)=V(x,y)/(sqrt(9.81*hf(x,y)));

        else

            y1=Zint(x-1,y) ;
            h1=hf(x-1,y);
            u1=qint(x-1,y)/(h1*1);
            J1=(f(x-1,y)*u1^2)/(8*9.81*h1); % Considera-se o factor de resistência✓
            anterior
            y2=Zint(x,y);
            q2=qint(x,y);
            f2=f(x,y); % Considera-se o factor de resistência anterior
            hf0=h1;

            hf(x,y)=fzero(@(hf) funTrapido(Ds,y1,h1,u1,J1,y2,q2,f2,hf),hf0);
            V(x,y)=qint(x,y)/hf(x,y);
            Fr(x,y)=V(x,y)/(sqrt(9.81*hf(x,y)));
        end
    end
end

```

---

```
V(intervalos,y)=qint(intervalos,y)/hf(intervalos,y);
end

%-----Altura final: hff= hf-Aa -----

for y=1:divcomp
    for x=1:intervalos
        hff(x,y)=hf(x,y)-Aa/1000;
        if hff(x,y)<0
            hff(x,y)=0;
        end
    end
end
end
```